

Fortschritte der ingenieurwissenschaften




Dei
Sub Numine
Viget



Fortschritte im Meliorationswesen.

Bearbeitet von

August Hefs,

Baurat a. D. in Hannover,

Mitglied der permanenten internationalen Kommission für Landwirtschaft.

Mit 20 Textfiguren und 2 Zeichnungstafeln.

Leipzig.

Verlag von Wilhelm Engelmann.

1892.

Vorwort.

Bei Bearbeitung des bekannten „Handbuchs der Ingenieurwissenschaften“ ist bislang ein zweifaches Ziel verfolgt; dasselbe soll „sowohl dem angehenden Techniker zum Studium dienen, als auch dem ausführenden Ingenieur ein Ratgeber sein“. Es ist kaum möglich, den Anforderungen, welche sich hieraus ergeben, in gleicher Weise und vollständig gerecht zu werden, namentlich dürfte jenes Handbuch die Bedürfnisse des inmitten der Praxis stehenden Ingenieurs schwerlich in vollem Maſse befriedigen; ein solcher braucht, wenn nicht ausschlieſslich so doch vorzugsweise, Nachrichten über die neueren Ausführungen und Forschungen. Diese Erwägung hat dahin geführt, neben dem Handbuche der Ingenieurwissenschaften Hefte herauszugeben, welche unter dem Titel „Fortschritte der Ingenieurwissenschaften“ vorzugsweise die bezeichneten Bedürfnisse berücksichtigen. In geeigneten Fällen werden diese Hefte das Handbuch bezüglich derjenigen Gebiete ergänzen, auf welchen in jüngster Zeit vorwiegend gearbeitet ist.

Das erste Heft der Fortschritte der Ingenieurwissenschaften, welches hiermit vorgelegt wird, behandelt das Meliorationswesen und ist von dem auch im Auslande durch zahlreiche Begutachtungen bekannten Baurat Heſs in Hannover bearbeitet. Dasselbe enthält eingehende Mitteilungen über die von dem Verfasser während einer langjährigen ersprieſslichen Thätigkeit entworfenen bezw. ausgeführten Landes-Meliorationen in der Provinz Hannover, erörtert eine Reihe wichtiger Erfahrungen, welche neuerdings (etwa seit dem Jahre 1880) auf dem fraglichen Gebiete gemacht sind, und giebt eine ausführliche und von kritischen Bemerkungen begleitete Übersicht über die betreffende neuere Litteratur. Ähnlich werden sich auch die später erscheinenden Hefte der Regel nach gliedern, indem sie Abhandlungen, Berichte über neuere Ausführungen und Forschungen, endlich Mitteilungen über die neuere Litteratur der betreffenden Gebiete bringen.

In Arbeit befinden sich zwei andere Hefte. Der mitunterzeichnete Oberbaudirektor Franzius in Bremen bespricht in Verein mit Marinehafen-Baudirektor Franzius in Kiel und Hafen-Bauinspektor Rudloff in Bremerhaven die Fortschritte auf den Gebieten des Seehafenbaus, der Seekanäle und Verwandtes. Professor Landsberg in Darmstadt bearbeitet die Eisenkonstruktionen des Wasserbaues, insbesondere diejenigen der Schiffsschleusen. Zur Bearbeitung sonstiger Hefte sind Vorbereitungen getroffen.

Bremen und Darmstadt, im August 1892.

Franzius. Sonne.

Inhalt.

I. Entwässerungen und Bewässerungen in der Provinz Hannover.

II. Entwässerungen.

III. Bewässerungen.

IV. Litteratur.

I. Entwässerungen und Bewässerungen in der Provinz Hannover.

1. Die Entwässerung der Ilmenau-Niederung.*)

Die Ilmenau-Niederung erstreckt sich von Bardowiek (6 km nördlich von Lüneburg) abwärts bis zur Elbe bei Hoopte, woselbst die Ilmenau in die Elbe einmündet, und umfaſst auch die Niederung, welche sich an der Elbe hinauf bis nach Bleckede erstreckt. In der Fluſsstrecke von Bleckede bis Hoopte auf ungefähr 10 km Länge finden sich keine Schleusen im Elbdeich, die Binnenentwässerung der Niederung am linken Elbufer wird durch die Binnenwettern, Neetze, Ilau und andere Nebengräben, welche Wasserzüge in den unteren Lauf der Ilmenau einmünden, bewirkt. Die Situation ergiebt die Karte Taf. I, Fig. 1. Schon seit 2½ Jahrhunderten dauern die Klagen über die mangelhafte Entwässerung dieser Niederung, welche einesteils durch die unzeitigen Inundationen der Ilmenau, die sehr starke Krümmungen und ein unregelmäſsiges Fluſsbett hatte, andernteils durch die oft bis spät in das Frühjahr andauernden Hochwasser der Elbe veranlaſst wurde; auch verursachten die zeitweise auftretenden hohen Meeresfluten in der Vegetationszeit einen Rückstau in der Elbe bezw. Ilmenau, welcher nicht selten die Graserträge vernichtete.

Nachdem durch sachverständige ökonomische Gutachten festgestellt war, daſs für die groſsen Wiesenflächen bei Echem eine Senkung des Grundwasserstandes vorteilhaft und unbedenklich sei, daſs ferner die wasserfreie Abschlieſsung am rechten Ilmenau-Ufer bei einer ordnungsmäſsigen Bewirtschaftung der Grundstücke zweckmäſsig ist und daſs für die Wiesenflächen oberhalb Winsen am linken Ufer der Ilmenau die Winterüberflutungen erhalten bleiben müssen, wurde das Meliorationsgebiet, wie solches die Karte angiebt, festgestellt und ein genereller Plan im Auftrage der Königl. Regierung von dem Verfasser ausgearbeitet und von den Beteiligten angenommen; unter dem 1. März 1882 wurde das Statut vollzogen. Auf Antrag des Vorstandes ist alsdann das Spezial-Projekt mit den Kostenanschlägen bearbeitet und im April 1884 vorgelegt, die Inangriffnahme der Arbeiten wurde im September 1886 von der Deputierten-Versammlung beschlossen.

Der Plan zur besseren Entwässerung der Ilmenau-Niederung bezweckt hauptsächlich die Ableitung des Ilmenau-Wassers von der Niederung, die Abschlieſsung gegen Elb-Hochwasser und die Verbesserung der Binnenentwässerung. Dieser Zweck wird im wesentlichen durch die Anlage des Ilmenau-Kanals erreicht, welcher 2 km oberhalb

*) Heſs. Gutachten betreffend die Entwässerung der Ilmenau-Niederung in den Ämtern Winsen a. d. Luhe, Lüneburg und Bleckede. Mit einer Übersichtskarte. Lüneburg 1887.

Dreckharburg aus der Ilmenau ausmündet und nach einem Laufe von etwa 11,8 km oberhalb Hoopte wieder in die Ilmenau einmündet; unterhalb dieses Punktes bedarf die Ilmenau einer Verbesserung bis zur Elbe nicht. Der Kanal ist an der nördlichen oder rechten Seite mit einem wasserfreien Deich gegen das Elb-Hochwasser versehen, welcher sich nach oben an dem verlegten Neetze-Kanal bis zum wasserfreien Terrain fortsetzt und nach unten vermittels des sog. Anschlufsdeiches den Elbdeich bei Haue erreicht und das Gebiet von unten, der Ortschaft Stöckte gegenüber, gegen Einstauen des Elb-Hochwassers schützt.

Bei Fahrenholz und bei Lafsrönne sind Schleusen zur Entlastung der Niederung in den Ilmenau-Kanal angelegt.

An der südlichen oder linken Seite des Ilmenau-Kanals ist ein Sommerdeich angelegt, welcher die nördlich belegenen Wiesenflächen in derselben Weise gegen Sommerfluten sichert, wie solches vor Ausführung der Melioration durch die alten Deiche geschehen ist, auch wurde der Überfall bei Nettelberg unterhalb Tönnhausen genau in der früheren Höhenlage und Länge wiederhergestellt.

Der Neetze-Kanal, welcher vor längeren Jahren zur Entwässerung der Niederungen bei Echem, Lüdershausen u. s. w. angelegt wurde und bei Barum wieder in die Neetze einmündete, mufste am Punkte der Ableitung des Ilmenau-Kanals eingeführt werden, um das Wasser dieses Kanals von der Niederung abzuhalten. Diese Ableitung hat eine Länge von 3 km.

Wegen der verschiedenen Höhenlage der Grundstücke in der Niederung mufsten zwei Unterverbände, der Neetze- und der Ilau-Verband, gebildet werden, von denen der erstere mit 4675 ha Fläche auf natürlichem Wege durch die Fahrenholzer Schleuse in den Ilmenau-Kanal entwässert, während der letztere mit 7982 ha Fläche durch die Pumpstation am unteren Ende des Ilmenau-Kanals entlastet wurde.

Die beiden Unterverbände sind durch einen Rückstaudeich voneinander getrennt; derselbe schliefst sich bei Hohnstorf an den Elbdeich und unterhalb der Fahrenholzer Schleuse an den rechtsseitigen Kanaldeich.

Das Gefälle der Niederung von Hittbergen und Lüdersburg bis Lafsrönne auf 26 km Länge beträgt 2,8 m, also 0,11 m auf 1 km.

Der Ilmenau-Kanal hat ein Längengefälle von 0,26 auf 1000 und ist unter Zugrundelegung einer Konsumtion der Ilmenau bei hohem Sommerwasser von 24,5 bezw. 30 cbm in der Sekunde berechnet. Die Sohlenbreite wurde bei zweifachen Böschungen zu 17,5 m bei 2 m Wassertiefe und unterhalb der Fahrenholzer Schleuse zu 21 m ermittelt.

Zwischen dem Kanal und dem Winterdeich hat das Vorland eine Breite von 24 m und zwischen Kanal und Sommerdeich 30 m, sodafs die gesamte Breite der Vorländer 54 m beträgt. Der Winterdeich ist mit 5 m Kronenbreite, 2½facher Aufsen- und 1½facher Binnenböschung angeordnet, die Krone liegt horizontal; der Sommerdeich hat 1½ m Kronenbreite und 3½fache Böschungen.

Die in Massivbau auf Pfahlrost hergestellte Fahrenholzer Schleuse hat Stemmthore an der Aufsen- und Binnenseite und ist mit einer Vorrichtung zum Aufstauen des Binnenwassers versehen; die lichte Weite der Schleuse, welche zugleich zur Entwässerung und zur Schiffahrt dient, beträgt 6 m. Die Brücken sind in Winterdeichhöhe über das ganze Kanalprofil geführt und mit Hubvorrichtungen versehen. Der Neetze-Kanal hat 6 m Sohlenbreite.

Die Binnenentwässerung im Neetze-Verbande wird durch die regulierte Neetze in Verbindung mit den zwischenliegenden Seeflächen bewirkt, bei Dreckharburg tritt die

Neetze in das alte Ilmenau-Bett bis zur Fahrenholzer Schleuse. In die Neetze münden bei Echem die Bruch und Marschwetter, welche ebenfalls einer Regulierung unterzogen sind. Die Ilau, im oberen Laufe bis zum Otter-See Scheidegraben genannt, bildet die Hauptentwässerung für den Ilau-Verband und ist in der unteren Strecke um 3,5 km verlegt, um das Wasser auf kürzestem Wege der alten Ilmenau und der Schöpfmaschine bei Lafsrönne zuzuführen. Das Gefälle ist nur 0,1 auf 1000, die Sohlenbreite nimmt von 4,5 auf 6 m zu.

Die Entwässerung des Jaten- und Hörsten-Feldes wird durch den Hörsten-Graben bewirkt, welcher unterhalb Tönnhausen in die alte Ilmenau einmündet und ebenfalls korrigiert ist.

Die Wassermenge, welche die Schöpfmaschine zu heben hat, ist nach den örtlichen Verhältnissen und mit Berücksichtigung einer Reihe ähnlicher Anlagen auf 0,38 cbm für 1000 ha bestimmt, also im ganzen auf 3,4 cbm in der Sekunde. Hierbei war namentlich zu berücksichtigen, dafs das Hochwasser der Elbe verhältnismäfsig langsam ansteigt, während die regulierten Wasserzüge das Hochwasser in der Niederung rasch abführen, sodafs beide Hochwasser nur ausnahmsweise zusammentreffen.

Die Hubhöhe ist zu durchschnittlich 1,5 m angenommen, die Zeit der Wasserschöpfung im Winter auf durchschnittlich $2^1/_2$ Monate. Als Schöpfmaschine sind Centrifugalpumpen mit horizontaler Axe zur Anwendung gekommen, welche eine freie Entwickelung der Verhältnisse gestatten, da die Hubhöhe verschieden angenommen werden kann und die über Wasser liegenden Pumpen jederzeit nach Abnahme der Seitenplatten einer Besichtigung unterzogen werden können. Es sind drei Cornwall-Kessel in dem Kesselhause gelagert, von denen zwei zum Betriebe genügen; die Kessel arbeiten mit 5 Atmosphären Überdruck. Die beiden Dampfmaschinen sind als Zwillingsmaschinen konstruiert, die Cylinder haben 380 mm Durchmesser und der Hub beträgt 470 mm, es findet Expansion und Kondensation statt. Die Maschinen machen 82—106 Umdrehungen und treiben zwei vertikal gestellte Heber-Centrifugalpumpen von 1,5 m Durchmesser. Das Ausgangsrohr, welches heberartig gekrümmt ist, hat 0,95 m Durchmesser. Im Maschinenhause ist der Raum für eine dritte Pumpe vorgesehen.

Die Gesamtkosten der ganzen Melioration sind veranschlagt zu 1 940 000 M.; dieser Betrag hat zur Ausführung der planmäfsigen Anlage genügt. Die wirklichen Kosten haben sich dadurch höher gestellt, dafs die Genossenschaft statt Zahlung einer Entschädigung für die Vorländer den Ankauf derselben behufs eigener Nutzung beschlofs, ferner dadurch, dafs die Abmessungen des Winterdeiches unter dem Eindruck der an der oberen Elbe stattgefundenen Deichbrüche auf Wunsch des Vorstandes nachträglich vergröfsert wurden. Die Zuleitung von Wasser aus der Elbe bei Bleckede behufs Bewässerung kann schon bei 0,76 m am Bleckeder Pegel geschehen; diese Zuleitung, welche ohne Zweifel in späteren Jahren zur Ausführung gelangen wird, ist bereits im Statut vorgesehen, nicht minder die Anlage von Stauwerken in den Binnengewässern, sobald sich nach der Erfahrung einer Reihe von Jahren das Bedürfnis geltend machen sollte. —

Die Ausführung der Anlage wurde im wesentlichen Ende 1889 vollendet. Seitdem ist die Niederung wirksam gegen Hochwasser gesichert.

---

2. Bewässerungen.*)

Der nördliche Teil der Provinz Hannover ist vorzugsweise für die Anlage von Bewässerungen geeignet; die Berg- und Hügelregion des südlichen Teils der Provinz flacht sich nördlich von Hildesheim und Hannover ab und es erstreckt sich bis zur Küste ein Landstrich, welcher von vielen Bächen und kleinen Flüssen durchströmt einen für die Bewässerung günstigen Boden, namentlich Sand, bietet und zugleich das Bedürfnis der Bewässerung um so mehr hervortreten läfst, als die Ackerländereien einer kräftigen Düngung bedürfen.

A. Die Bewässerungsanlagen durch Rieselung.

Die Benutzung des Wassers zu Bewässerungen fand im Lüneburgischen in der Gegend von Meifsendorf bereits vor 300 Jahren statt, schon im Jahre 1559 wurde von einem Herrn von der Meitze eine Bewässerungsschleuse verkauft und im Jahre 1574 wird der Erlafs eines Stau-Regulativs erwähnt. Im vorigen Jahrhundert wurden an der Böhme bereits Schöpfräder zur Bewässerung benutzt.

Gegen Ende des vorigen Jahrhunderts wurde mit der Anlage der Schwemmwiesen begonnen; die ältesten Anlagen wurden wahrscheinlich von einem Bauer Beermann aus Visselhövede im Amte Rotenburg ausgeführt, alsdann folgte die Anlage der Schwemmwiesen im Lüneburgischen und es wurden auf die Herstellung 200—300 M. f. d. ha verwendet.

*) 1. Hefs. Über Bewässerungs-Anlagen insbesondere der Benzen-Holliger Anlagen an der Böhme im Amte Fallingbostel. Landwirtschaftliches Blatt des Provinzial-Vereins für das Herzogtum Arenberg-Meppen u. s. w. 1871, No. 5, 6 und 7.

2. Hefs. Die Entwässerung des Wietzenbruchs und die Bewässerung durch Leinewasser. Kultur-Ingenieur 1869, Seite 1—71, mit Karte.

3. Hefs. Die Melioration der Alpe-Niederung, mit Karte. Hannover 1871.

4. Hefs. Die Melioration der in den Preufsischen Ämtern Bruchhausen, Syke und Thedinghausen belegenen Niederungen, mit Karte. Hannover 1878.

5. Hefs. Gutachten betreffend die Melioration der in den Ämtern Bruchhausen, Syke und Thedinghausen belegenen Niederungen, mit Karte. Hannover 1885.

6. Hefs. Gutachten betreffend die Melioration der Wümme-Niederung im Bremischen Gebiete, mit Karte. Jahresbericht des Landwirtschafts-Vereins für das Bremische Gebiet vom Jahre 1882.

7. Hefs. Die Bewässerungs-Anlagen im südlichen Teile der Landdrostei Lüneburg, insbesondere die Müden-Nienhöfer Melioration, mit 3 Blatt Zeichnungen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1883, Heft 8.

8. Hefs. Die Bewässerungen in der Provinz Hannover aus dem Hochwasser der gröfseren Flüsse, insbesondere die Leeste-Brinkumer Melioration, mit 1 Blatt Zeichnungen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1886, Heft 6.

9. Hefs. Die Bruchhausen-Syke-Thedinghäuser Meliorationsanlage, mit 3 Blatt Zeichnungen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1892.

10. Heuschmid. Landesmeliorationen, Moorkultur u. s. w. Reisebericht. München 1880.

11. Hefs. Zur Wasserwirtschaft in der Provinz Hannover. Land- und forstwirtschaftliche Zeitung 10. Mai 1882.

12. Heuschmid. Notizen über die Bewässerungsanlagen in der Landdrostei Lüneburg. Zeitschr. des landwirtschaftlichen Vereins in Bayern. Februarheft 1884.

13. Schlebach. Über Landeskultur. Reisebericht, mit 2 Abbildungen. Stuttgart 1884.

14. Friedrich. Die Boden-Melioration in Bayern und Hannover. Reisebericht, mit 25 Tafeln. Brünn 1885.

15. van Hasselt en de Koning. Rapport omtrent eene Reis tot Bezichting van Irrigatie-Inrichtingen. Nymwegen 1888.

Die Nachteile des Schwemmens, namentlich die Versandung der unterliegenden Bachstrecken, führten aber bald zu einem regelrechten Wiesenbau in Rücken- oder Hangbau; die erste Anlage wurde im Jahre 1819 von Helmrich ausgeführt.

Die günstige Lage der Thalniederungen im Lüneburgischen liefs diese Melioration zu einer erfreulichen Entwickelung kommen. Die Bäche der Lüneburger Heide haben meistens ein gutes Wasser, das Gefälle ist so stark, dafs die Anlagen mit verhältnismäfsig geringen Kosten für die Zuleitung auszuführen sind, und das Wasser konnte zur wiederholten Benutzung gelangen, man findet daher Thäler, welche in bedeutenden Erstreckungen vollständig mit Bewässerungsanlagen versehen sind. Die geringe Breite der Thäler und das Bedürfnis einer Vermehrung des Bedarfs an Heu gab sehr häufig Veranlassung, die Anlagen nicht auf das Thal selbst zu beschränken, sondern durch Abgraben der hohen Thalränder die Wiesenfläche zu vergröfsern; man schreckt nicht zurück, bis 1200 M. für die Aptierung von ein ha Wiesenfläche auszugeben.

Die in grofser Zahl ausgeführten Bewässerungsanlagen gaben Veranlassung zur Ausbildung der sog. Wiesenbauer, welche, allerdings mit geringen theoretischen Kenntnissen versehen, praktisch sich ausbildeten, in grofser Zahl nach Ungarn, Böhmen, Galizien gingen und zum Teil dort durch feste Verträge zurückgehalten wurden. Von dem Kultur-Ingenieur Toussaint zu Strafsburg sind die Erfolge der sog. Suderburger Schüler nicht allein angezweifelt, sondern es ist in seiner Anleitung zum rationellen Grasbau geradezu der Vorwurf erhoben, dafs die sämtlichen Wiesenanlagen bei Suderburg nur den Vorteil hätten, dafs man daraus ersehen könne, wie Anlagen nicht zu machen seien.

Zur Ehrenrettung der Wiesenbauer hat der Verfasser in 12 Gemeinden an den Bächen Hardau und Gerdau Erhebungen angestellt, welche auf Aussagen der Wiesenvorstände und Gemeindevorsteher beruhen, von denen also anzunehmen steht, dafs die Erträge keinenfalls zu hoch gegriffen sind. Aus den betreffenden Angaben ergiebt sich, dafs die 1090 Morgen haltende Fläche vor der Melioration einen Wert von 146410 M. hatte und dafs dieselbe nach Anlage der Bewässerung im Durchschnitt jährlich 32620 Centner Heu produziert; rechnet man den Centner nach Abzug aller Unkosten zu $1\frac{1}{2}$ M., so ergiebt sich der jährliche Reinertrag zu rund 49000 M. oder der jetzige Wert zu 1225000 M.; davon gehen ab die Kosten der Anlage, welche mit 100 M. durchschnittlich f. d. Morgen, im ganzen mit 109000 M. anzusetzen sind, es ergiebt sich also ein Gewinn gegen die früheren Zustände von rund 1 Million Mark; (1 Morgen = 0,26 ha).

Der Nutzen derartiger Meliorationen besteht aber nicht allein in dem baaren Reinertrage, sondern vor allem in dem grofsen Vorteil eines stetigen und den Wechselfällen der Witterung weniger ausgesetzten Betriebes, sowie in dem Nutzen der vermehrten Viehhaltung für den Ackerbau.

Die Rieselanlagen in der Provinz Hannover werden in der Regel in Rückenbau hergestellt, Hangbau kommt nur bei stärkerem Gefälle vor; ist das Terrain uneben, so werden die Rieselfelder unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse derart projektiert, dafs die Erdbewegung thunlichst verringert wird, es ergeben sich dann unregelmäfsige Figuren, welche indessen für die Bewässerung ohne Nachteil sind. Das Gefälle der Rücken und die Breite derselben ist nach den örtlichen Verhältnissen verschieden; bei wiederholter Benutzung des Wassers nimmt man den Wasserspiegel des Abfallwassers mindestens 0,1 m unter der sog. Abzugskante.

Die Projekte werden derart entworfen, dafs die Zuleitungsgräben für eine Rieselanlage genügen, häufig werden die Wiesen aber zum Anfang in wilde Beriese-

lung gelegt und erst allmählich, je nachdem die Geldmittel disponibel werden, geht man zum Rückenbau über.

Der Turnus der Bewässerung ist je nach den örtlichen Verhältnissen verschieden, bei kleinen Anlagen nimmt man einen drei- bis vierfachen Turnus (also $^1/_3$ bis $^1/_4$ der ganzen Fläche unter Wasser), bei gröfseren Anlagen einen sieben- bis achtfachen.

Die Wassermasse, welche einem Hektar zugeleitet wird, ist nach den Verhältnissen verschieden und richtet sich auch namentlich nach dem angenommenen Turnus; der Verfasser hat für derartige Anlagen je nach den Verhältnissen 6,4—17 Liter f. d. ha der ganzen Fläche angenommen; diese Wassermassen haben sich als genügend erwiesen.

Bei älteren Wiesen findet sich die unzweckmäfsige Einrichtung, dafs jeder Grundbesitzer den Bach behufs Bewässerung seiner Wiese aufstaut, es entsteht dadurch Rückstau, welcher für die Oberlieger schädlich wirkt, auch findet sich nicht selten der Übelstand, dafs bei sonst ordnungsmäfsig hergestellten Anlagen das Wasser zu häufig benutzt ist und dadurch die Vorflut verschlechtert wird, überhaupt könnten die Grundbesitzer auf die Trockenlegung der Wiesen sorgfältiger achten und die Reinigung der Grippen und Gräben rechtzeitig auszuführen. In der Handhabung der Bewässerung könnte besonders bei kleineren Anlagen noch manches verbessert werden, namentlich wird im Frühjahr das Wasser zu lange Zeit und zu kräftig auf die Wiesen gelassen, sodafs die Vegetation leidet; bei gröfseren Anlagen sind in der Regel Wiesenwärter angestellt, dann findet sich eine rationellere Handhabung der Bewässerung.

Im ganzen sind die Erfolge der Bewässerungsanlagen von grofsem Vorteil gewesen und die Anlagekosten verzinsen sich sehr hoch; den besten Beweis liefert die stetige Ausdehnung der Bewässerungsanlagen in den letzten Jahrzehnten und die bedeutenden Aufwendungen für die Zuleitung des Wassers.

In dem Regierungsbezirk Lüneburg finden sich mit Ausnahme des Amts Neuhaus und des vormaligen Amts Gartow in sämtlichen Ämtern Bewässerungsanlagen an den kleinen Flüssen und Bächen, in dem nördlichen und mittleren Teile finden sich vorzugsweise die kleinen Anlagen in grofser Zahl, namentlich im Amte Oldenstadt, woselbst das Wasser nahezu vollständig ausgenutzt wird. An der Böhme finden sich im oberen Laufe kleine Anlagen, welche teils mit Schöpfrädern bewässert werden, im unteren Laufe ist die Benzen-Holliger Anlage mit einer Korrektion der Böhme nach dem Projekte des Verfassers ausgeführt, die Fläche beträgt etwa 70 ha, die Wiesen gaben vor der Melioration 20 Centner f. d. ha, nach der Melioration 120 Centner; weiter unterhalb sind von dem Gute Böhme bedeutende Bewässerungen ausgeführt.

An der Ilmenau, Lopau, Luhe, Seeve, Oertze, Meifse, Schwarzwasser, Lachte, Lutter, Este, Gerdau, Hardau und an anderen kleinen Bächen finden sich Bewässerungsanlagen in grofser Zahl.

Auch im südlichen Teile des Regierungsbezirks Lüneburg von Celle bis zur Braunschweigischen Grenze bei Fallersleben sind in den letzten Jahrzehnten gröfsere Anlagen zur Ausführung gekommen.

An der Aue sind von Lehrte bis zum Fuhse-Kanal 600 ha Bewässerungswiesen belegen, die Aue führt bei niedrigen Wasserständen nur $^1/_4$ cbm in der Sekunde.

An der Fuhse finden sich rund 1200 ha Bewässerungswiesen bei einer Konsumtion der Fuhse bei ordinärem Wasserstande von 3 cbm und bei Niedrigwasser von 1 cbm in der Sekunde. Aus der Erse werden etwa 600 ha bewässert.

Aus dem Mühlenstau der Ocker werden von 11 Genossenschaften 1300 ha bewässert, aufserdem wird unterhalb Meinersen das Wasser für die Langlinger Anlage

an der Aller benutzt. Die generellen Kosten dieser Anlage haben rund 90000 M. betragen, die Fläche mifst 250 ha, das Projekt ist von dem Verfasser bearbeitet und umfafst zugleich die Sicherung des Geländes gegen Aller-Hochwasser. Die Ocker führt bei mittleren Wasserständen 16 cbm, bei niedrigem Sommerwasser verringert sich die Konsumtion auf 1 cbm.

Die Müden-Nienhöfer Bewässerungsanlage, welche von dem Verfasser projektiert und unter der Oberleitung desselben in den Jahren 1879 und 1880 ausgeführt wurde, gehört zu den interessantesten Bewässerungsanlagen in der Provinz einesteils wegen der erheblichen Ausdehnung (500 ha), namentlich auch wegen der besonderen Schwierigkeiten, welche bei Entnahme des Wassers aus der Ocker zu überwinden waren.

Die Übersichtskarte Taf. I, Fig. 2 ergiebt das Meliorationsgebiet, welches die Feldmarken Müden, Flettmar, Nienhof und Neuhaus umfafst und von der Mündung der Ocker in die Aller an beiden Seiten des letzteren Flusses bis zur Feldmark Langlingen abwärts belegen ist.

Zu den Feldmarken Müden und Flettmar am linken Aller-Ufer wurde seit etwa 25 Jahren das Ockerwasser mittels besonderer Kanäle aus dem Meinerser Mühlenstaue zugeleitet; nachdem aber ein Regulativ über die Verteilung des Ockerwassers aufgestellt und in Wirksamkeit getreten war, erhielten diese jüngeren Genossenschaften geringere Wassermassen und litten daher namentlich in trockenen Sommern sehr an Wassermangel. Am rechten Ufer der Aller lagen die Verhältnisse noch ungünstiger: die Wiesen bei Nienhof waren den unzeitigen Überschwemmungen der Aller ausgesetzt, liegen aber gleichwohl so hoch, dafs bei niedrigen Winterwasserständen eine befruchtende Bewässerung nicht eintrat und in trockenen Sommern das Gras vollständig verdorrte. Eine geregelte Wirtschaftsführung war daher ganz unmöglich, sodafs zur Hebung des Wohlstandes eine Verbesserung dringend erforderlich wurde.

Die Bewässerung wird durch eine Stauschleuse in der Ocker in der Nähe von Müden bewirkt. Die örtlichen Verhältnisse erforderten eine leichte Handhabung der Schützen, sowie eine sichere und leichte Beseitigung der Mitteldocken.

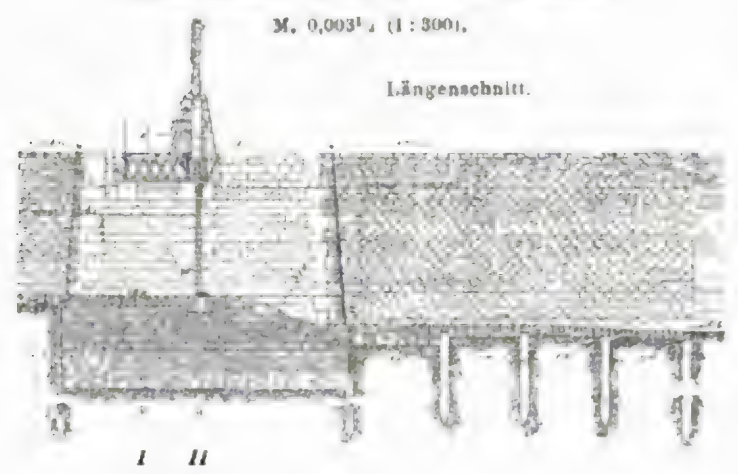
Da bei den höchsten Wasserständen das Hochwasser der Ocker zum grofsen Teile direkt über die Wiesen in die Aller abfliefst, so durfte die lichte Weite derart beschränkt werden, dafs die Schleuse eine Wassermenge von 67 cbm in der Sekunde, welche die Ocker im Flufsbette führen kann, abzuleiten vermochte. Danach wurde die Weite zu zwei Öffnungen von je 9 m bestimmt. Die Druckhöhe in der Schleuse beträgt 5 cm für eine Ableitung von 75,6 cbm in der Sekunde.

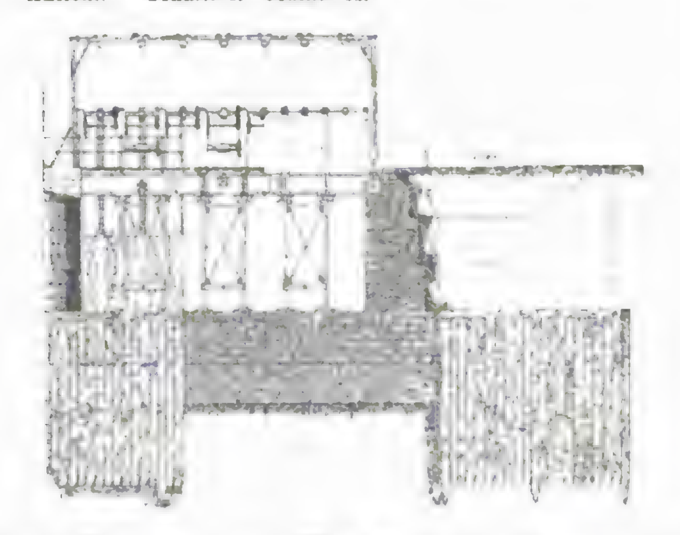
Die Fundierung wurde durch eine Betonlage von 1,3 m Stärke bewirkt, welche man mit Bruchsteinen übermauerte, um die erforderliche Höhe für den Oberboden zu erhalten. Die Baugrube ist durch eine Spundwand eingefafst, welche wegen des sehr festen Baugrundes nach Ausführung der Proberammungen auf 20 cm Stärke bemessen werden mufste: das Einrammen konnte nur mit Hilfe einer Dampframme zur Ausführung gebracht werden.

In Betreff der Konstruktion der Schleuse im einzelnen mufs auf die Zeichnungen Fig. 1 u. 2, S. 8 und auf die S. 4 unter 7. bezeichnete Abhandlung Bezug genommen werden; es ist hier nur zu bemerken, dafs die Hebung der hölzernen Schützen und der eisernen Losständer durch feste Windevorrichtungen geschieht und dafs die Öffnungen vollständig frei gemacht werden können. Die Blechträger haben eine Höhe von 700 mm und 10 mm Stärke, die Zahnstangen haben Führungen mit Leitrollen.

Die gesamten Kosten waren zu 86 000 M. veranschlagt, beliefen sich aber auf 98 600 M., weil das Einrammen der Spundpfähle und die Beschaffung der stärkeren Pfähle erhebliche Kosten verursachte, und weil die durch die Verhältnisse bedingte Inangriffnahme des Baues in vorgerückter Jahreszeit, nämlich im Sommer 1879, erst die Vollendung im Herbst 1880 verstattete.

Fig. 1 u. 2.
Stauschleuse in der Ocker bei Müden.
M. 0,003⅓ (1 : 300).





Oberhalb der Stauschleuse ist die Ocker auf 1,8 km Länge korrigiert. Die Sohlenbreite beträgt 17 m; die ausgehobene Erde ist zur Ausfüllung der alten Flufsbetten verwendet.

Die Müdener und Flettmarer Wiesen am linken Aller-Ufer werden aus zwei Hauptzuleitungsgräben bewässert, von denen der eine in der Nähe der Aller, der andere aber an der Grenze des höheren Terrains sich hinzieht. Der letztere setzt sich nach der Flettmarer Marsch fort und verzweigt sich in zwei Gräben; aus demselben mündet auch der Bewässerungsgraben für das Harsebruch, welcher sich ebenfalls in zwei Arme teilt.

Sämtliche Abflüsse werden von dem Hauptentwässerungsgraben aufgenommen, welcher oberhalb der Flettmarer Brücke in die Aller mündet. In der Flettmarer Marsch dient der Entwässerungsgraben, welcher sich von dem Dorfe Flettmar nach Westen zieht, im wesentlichen die Flettmar-Langlinger Grenze verfolgt und sich durch eine Schleuse in dem vorhandenen Damme in die Aller ergiefst, gleichzeitig zur Abführung des Abfallwassers.

Durch den sog. Flettmarer Wasserdamm, welcher das Dorf Flettmar gegen das von oben andringende Hochwasser schützt, ist der Zuleitungsgraben mittels eines Sieles mit Schleusenvorrichtung geführt.

Die Bewässerungsanlagen am rechten Ufer der Aller erforderten zunächst die Unterleitung des Ockerwassers unter der Aller durch. Es wurde eine Eisenkonstruktion gewählt, welche neben einer geringeren Widerstandshöhe den Vorteil gewährte, dafs auf eine längere Reihe von Jahren Reparaturen vermieden werden, die nur mit erheblichem Kostenaufwande ausgeführt werden können und für den Betrieb der Bewässerung sehr störend sind.

Die Unterleitung besteht, wie die Textfiguren 3 bis 6 ergeben, aus zwei gekrümmten Röhren von Eisenblech, 10 mm stark und 1,3 m im Durchmesser, welche nebeneinander zwischen massiven Brunnen gelagert sind; die Entfernung der Binnenkante der Brunnen beträgt 26 m. Die Sohle des Flufsbettes der Aller liegt an der tiefsten Stelle noch 0,33 m über der Oberkante der Röhren.

Der obere Brunnen ist auf Beton (1 m stark) fundiert, die Übermauerung mit Backsteinen 0,3 m stark; der untere Brunnen hat im Boden eine Stärke von 0,8 m, der Boden ist aus Backsteinen hergestellt. Die Länge der Brunnen in der Flufsrichtung beträgt 4 m, die Weite des oberen Brunnens 1,7, des unteren 1,3 m. Die Seitenwände, 4 und bzw. 3 m hoch, bestehen aus Backsteinmauerwerk, die Ein- und Ausläufe, sowie die Auflagersteine für die Röhren und die Deckplatten aus Quadern. Die Sohle des Bewässerungsgrabens schliefst sich mittels abgepflasterter Strecken von 5 bzw. 5,5 m Länge an den Einlauf und Auslauf der Brunnen an.

Fig. 3—6. *Unterleitung unter der Aller bei Müden.*
M. 0,002 (1:500).



Fig. 3. Längenschnitt.

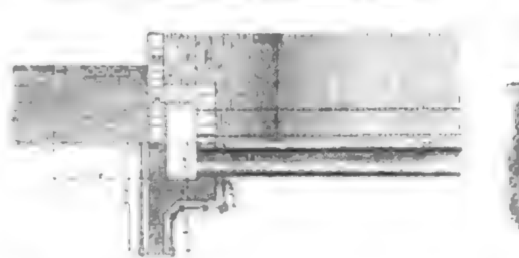


Fig. 4. Aufrifs und Grundrifs (halb).

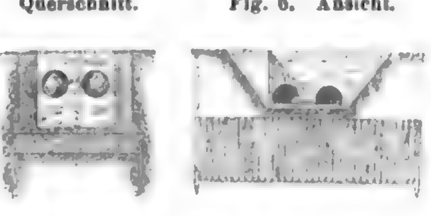


Fig. 5. Querschnitt. Fig. 6. Ansicht.

Die Einlegung der Rohre geschah, nachdem die Brunnen vollendet und die Rillen für die Rohre ausgebaggert waren, von einem festen Gerüste aus und wurde durch allmähliche Anfüllung der Röhren mit Wasser befördert.

Der Druckhöhenverlust in der Unterleitung wurde bei einer Wassermenge von 2,26 cbm in der Sekunde zu 0,1 m berechnet; die Beobachtungen nach der Ausführung haben eine etwas geringere Druckhöhe ergeben.

Die Kosten der Unterleitung waren zu 23 000 M. veranschlagt; wegen der zeitig niedrigen Eisenpreise konnte die Unterleitung nebst Zubehör für 17 700 M. ausgeführt werden. —

Der Hauptzuleitungsgraben für das Gebiet am rechten Aller-Ufer ist durch den nordöstlichen Teil des Dorfes Müden geführt und hat streckenweise mit Futtermauern versehen werden müssen, um die Hofplätze nicht zu sehr zu beschränken. Aus diesem Hauptgraben münden zwei Gräben nach Süden behufs Bewässerung der Wiesen an der Aller, und ein Graben nach Norden zur Bewässerung der hoch belegenen Grundstücke im Flahn.

Am Obefelde teilt sich der Hauptzuleitungsgraben in zwei Arme. Der südliche Graben läuft parallel der Aller bis zur Langlinger Feldmark; mittels einer Rohrleitung wird das Wasser auf die zwischen der Windmühle und der Langlinger Aller-Brücke belegene Klosterwiese geleitet. Der Graben liegt an der Binnenseite eines wasserfreien Dammes an der Aller.

Der zweite Graben zieht sich von Osten nach Westen von der Grenze des höheren Terrains bis zum Dorfe Nienhof und wendet sich dann in nordwestlicher Richtung nach den Dannklinten bis in die Nähe des Schwarzwassers; aus diesem Graben mündet sodann der Graben für das Flöhrbruch, aus welchem wiederum ein Graben behufs Bewässerung der Grundstücke am rechten Ufer des Schwarzwassers abzweigt. Am Obefelde mündet ein Graben behufs der Bewässerung der Mühlrehm-Wiesen nach Norden aus,

Die Ableitung des Tagewassers aus der Müdener Feldmark und des Abfallwassers aus der Nienhöfer Feldmark wird durch einen Entwässerungsgraben bewirkt, welcher etwa in der Mitte zwischen der Aller und dem höheren Terrain entlang läuft; von diesem Entwässerungsgraben zweigt ein kürzerer Graben nach der Aller ab, welcher bei der Windmühle mittels einer Schleuse in die Aller mündet. Das Abfallwasser, soweit solches nicht durch die genannte Schleuse in die Aller oder in das Schwarzwasser einmündet, wird in die Fortsetzung des oben benannten Hauptabzuges eingeleitet und in die Nienhöfer und Nortburger Feldmark abgeführt und nach einer Vereinbarung der betreffenden Genossenschaften in der Nähe von Oppershausen nach Unterleitung unter dem Schwarzwasser hindurch noch zur Bewässerung von etwa 100 ha Lachendorfer und Oppershauser Wiesen benutzt.

Die Gröfse der Zu- und Ableitungsgräben ist nach den Ganguillet-Kutter'schen Formeln berechnet, wobei eine Wassermenge von 6,4 l f. d. ha angenommen wurde; die Erfahrung hat bereits ergeben, dafs die Wassermasse genügend ist für eine düngende Bewässerung.

Die Anlagen haben sich vollständig bewährt; den sichersten Beweis des günstigen Erfolges liefert der nachträgliche Anschlufs von 58 ha.

Die Kosten der Anlage waren auf 300000 M. veranschlagt und haben sich um 10—15 % höher belaufen. Diese Mehrkosten sind verursacht durch die schon erwähnten Schwierigkeiten beim Schleusenbau, durch einen im Frühjahr 1881 entstandenen Deichbruch (durch ein Maulwurfsloch veranlafst) und durch diejenigen Anlagen, welche behufs Anschlusses der nachträglich angeschlossenen 58 ha erwachsen sind.

An der Ocker finden sich aufserdem zwischen der Braunschweigischen Grenze und Meinersen die Hillerse-Volkser Anlage (150 ha) und die Anlage zu Gr. Schwülper, welche letztere aus der Schunter bewässert wird.

Es geht aus der Vergleichung der zur Verfügung stehenden Wassermenge hervor, dafs die Flüsse Aue, Fuhse, Erse, Ocker im Verhältnis zu ihrer Wassermenge schon in hohem Grade in Anspruch genommen sind und dafs fernere Anlagen nur mit gewissen Beschränkungen zur Ausführung gelangen können, wie denn auch eine Verteilung des Wassers unter die aus dem Meinerser Mühlenstau bewässernden 11 Genossenschaften hat eintreten müssen.

Aus der Hehlenriede werden in der Feldmark Isenbüttel 200 ha bewässert, aus der Hehlenriede und dem Aller-Umlauf-Kanal 58 ha bei Brenneckenbrück. An der Aller finden sich Bewässerungsanlagen bei Weyhausen, im Osterbruche, woselbst das Wasser durch eine Stauschleuse in der Aller aufgestaut wird, bei Offensen und Wienhausen. Aus der Wiehe werden 400 ha in der Feldmark Ahnsbeck bewässert.

Die Gesamtfläche dieser gröfseren Anlagen ist einschliefslich der kleinen Anlagen in dem südlichen Teile des Regierungsbezirks Lüneburg auf 6000 ha zu veranschlagen.

In dem Regierungsbezirk Stade sind es hauptsächlich die südlicheren Teile, die Ämter Verden, Achim, Rotenburg und Zeven, in welchen Bewässerungsanlagen zur Ausführung gekommen sind; unter denselben sind die Ottersberger Anlage mit 250 ha und die ausgedehnten Bewässerungsanlagen an der Wümme im Amte Rotenburg zu erwähnen.

In dem Regierungsbezirk Hannover sind es die Kreise Nienburg, Stolzenau, Syke, Sulingen, das frühere Amt Freudenberg, welche Bewässerungsanlagen von gröfserer Bedeutung besitzen, namentlich sind die Anlagen am Meerbache hervorzuheben; auch die

Gegenden am Deister und an den Weserbergen haben eine nicht unbeträchtliche Zahl wenn auch kleiner Anlagen.

In dem Regierungsbezirk Hildesheim ist in den letzten Jahren nach Entwürfen des Verfassers eine gröfsere Anlage an der Leine bei Göttingen, kleinere sind bei Reckershausen zur Ausführung gelangt. Die erstere umfafst ganz oder zum teil die Feldmarken Niedernjesa, Rofsdorf, Geismar, Göttingen, Reinshof und Weende und ist zum gröfseren Teil bereits vollendet. Die Fläche, welche aus der Leine bewässert und deren Entwässerung verbessert wird, beträgt 570 ha und die Gesamtkosten, jedoch ausschliefslich der Aptierung der Wiesen, sind auf 265 000 M. veranschlagt.

Die gesamte Fläche, welche seit 30 Jahren zur Bewässerung eingerichtet ist, möchte auf 12 000 ha zu schätzen sein; die Kosten betragen, wenn man das Hektar durchschnittlich zu 400 M. rechnet, 4 800 000 oder rund 5 000 000 M.

Im Regierungsbezirk Osnabrück sind hauptsächlich die Bewässerungsanlagen im Haase-Thale bemerkenswert, aufser einer grofsen Zahl kleiner Anlagen ist es hauptsächlich die Hollage-Wackumer Melioration (400 ha) und die weiter unterhalb belegene Bersenbrücker Bewässerungsanlage.

Zu den kleineren Bewässerungsanlagen ist auch das Einlassen der Flut zur Befruchtung von Wiesengrundstücken zu rechnen. Es sind derartige Anlagen an der unteren Oste und auch an der Ems zur Ausführung gekommen, sie haben sich bei dem reichlichen Schlickgehalt des auflaufenden Flutwassers vollständig bewährt. Durch Eindeichung und Herstellung geräumiger Einlässe mit Schützwerken wird es thunlich, die Flut in die Gebiete einzuleiten, die wertvollen Schlickmassen lagern sich ab und das Wasser fliefst bei eintretender Ebbe in den Flufs zurück. Das Einlassen ist auf die Winterzeit beschränkt.

Anlagen lediglich zur Anfeuchtung der Grundstücke finden sich in der Provinz Hannover nicht, obgleich dieselben in manchen Fällen, z. B. beim Tabaksbau, mit Nutzen ausgeführt werden könnten, auch sind Anlagen zur Hebung des Grundwassers behufs Verbesserungen von Ackerländereien bislang nicht zur Ausführung gekommen, doch ist der Verfasser mit der Projektierung einer derartigen Anlage beschäftigt.

B. Die Stauberieselungen.

Die weitere Entwicklung der Rieselbewässerungen in der Provinz Hannover wird zwar in den folgenden Jahrzehnten fortschreiten, dieselbe wird aber dadurch erschwert, dafs die für die Bewässerung günstige Lage der Wiesen zum grofsen Teil bereits ausgenutzt ist und die schon bestehenden Anlagen die Herstellung neuer Anlagen in vielen Fällen erschweren, da die Altersvorrechte für den Wasserbezug den jüngeren Anlagen hinderlich sind. Die Konsumtion der Bäche und kleineren Flüsse ist im Frühjahr allerdings so grofs, dafs für diese Zeit noch bedeutende Flächen bewässert werden könnten, bei den bedeutenden Aufwendungen, welche die Rieselanlagen aber erfordern, bleibt es immerhin mifslich, lediglich die Frühjahrsbewässerung ausüben und auf die Anfeuchtung im Sommer und auf die Herbstbewässerung ganz oder zum teil verzichten zu müssen.

Diese Verhältnisse lenkten die Aufmerksamkeit auf die Ausnutzung der Hochwasser gröfserer Flüsse zur Melioration bedeutender Bruch- und Wiesengelände um so mehr, als die gröfseren Flüsse, als Leine, Weser, Elbe dungreiches Wasser führen und namentlich im Frühjahr die Wassermassen sehr erheblich sind, sodafs die Entnahme des Wassers zu dieser Zeit Beschränkungen überall nicht, oder doch nur unter besonderen

Verhältnissen unterliegen mufsten. Das Terrain nördlich des Deisters und der anschliefsenden Gebirgszüge ist zu Bewässerungszwecken sehr geeignet, das Gefälle von Süden nach Norden ist einesteils genügend, um die erforderliche Entwässerung zu sichern und andernteils nicht so stark, dafs für die Zu- und Ableitungen Kunstbauten in gröfserer Zahl erforderlich würden. Der Boden ist gröfstenteils sandig und gestattet daher die rasche Trockenlegung und die vollständige Ausnutzung des zugeleiteten Wassers.

Von grofsem Vorteil sind auch die hydrographischen Verhältnisse, welche nicht selten gestatten, dafs das Abfallwasser nicht dem Flusse, aus welchem dasselbe entnommen, wieder zugeführt werden mufste, sondern anderen Flüssen, welche eine tiefere Lage haben und deren Verhältnisse die Zuleitung ohne Nachteil ausführen lassen.

Bei dem starken Wasserverbrauch der Rieselanlagen und den hohen Kosten der Vorrichtung der Wiesen für die Berieselung und dem verhältnismäfsig geringen Gefälle der grofsen Niederungen, welches eine wiederholte Benutzung des Wassers erschwert, erschien es unthunlich, diese Art der Bewässerung für grofse Anlagen anzuwenden, zumal die Sommeranfeuchtung nicht immer so vollständig zur Anwendung gebracht werden konnte, als es die hohen Kosten der Rieselanlagen zur Erlangung eines angemessenen Nutzens erfordert hätten.

Es erschien daher zweckmäfsig die Stauberieselung anzuwenden, welche bei kleinen Anlagen und in einfachster Form bereits in Ostpreufsen ausgeführt war, und in der Bromberg-Labischiner Meliorationsanlage, in welcher bis 1862 etwa 1600 ha Stauberieselungswiesen, allerdings unter einfachen Verhältnissen, angelegt wurden, weitere Ausdehnung fand.

Für die Provinz Hannover handelte es sich um eine systematische Ausbildung dieses Bewässerungssystems namentlich für grofse, nicht im Thale des Hauptflusses belegene Niederungen. Dies ist in den von dem Verfasser bearbeiteten Projekten geschehen und die Einzelheiten sind in den oben (S. 4) angegebenen Broschüren No. 2 bis 5, 8 und 9 eingehend erörtert. In Betreff des Systems der Bewässerung mag hier nur kurz folgendes angegeben werden; im übrigen mufs auf die bezeichneten Quellen Bezug genommen werden.

Die Stauberieselung hat den Zweck, die befruchtenden Hochwasser der Flüsse nicht wie bei der Überstauung durch stehendes Wasser auszunutzen, sondern, soweit thunlich, durch das Überfliefsen dem Boden eine gröfsere Menge von Düngstoffen zuzuführen; im Vergleich mit der Überstauung ist dabei der wesentliche Unterschied, dafs die bewässerten Flächen vor jeder Bewässerung gründlich trockengelegt werden, sodafs das Bewässerungswasser den Boden bis zu dem gesenkten Grundwasser anfüllt und dadurch nicht allein die obere Krume, sondern auch weiter abwärts eine allmähliche Bodenverbesserung erreicht wird.

Hieraus geht hervor, dafs eine durchgreifende Entwässerung des Gebiets unbedingt erforderlich ist.

Der angegebene Zweck wird erreicht durch die Einteilung desselben in Reviere, deren Grenzen nach den Gefällsverhältnissen, Eigentumsgrenzen, Wegen und nach verschiedenen anderen Rücksichten zu bestimmen sind; zu diesen Arbeiten ist ein genaues Flächennivellement erforderlich.

Mit dem Projekte der Zuleitungskanäle steht diese Projektierung der Reviere in Wechselbeziehung, sodafs mit Rücksicht auf die gesamten örtlichen Verhältnisse die beste Lösung nur nach verschiedenen und eingehenden Berechnungen sich erreichen läfst.

Die Höhe des Wasserspiegels über Terrain sollte an der unteren Seite der Reviere 0,5 m nicht überschreiten, sodafs die Höhe der unteren Dämme 0,9 m nicht übersteigt, bei stärkerem Gefälle und erheblicher Länge der Reviere werden Mitteldämme angelegt, sowie auch Leitdämme in der Richtung des Gefälles, wenn die Terrainhöhen an beiden Seiten des Revieres erhebliche Differenzen ergeben.

Eingehendes Studium erfordert die Durchführung des Wassers durch die Mitteldämme entweder durch Schleusen, Siele und Überfälle, welche Entlastungsvorrichtungen thunlichst derart verteilt werden, dafs das Wasser in der ganzen Breite des Revieres sich gleichmäfsig fortbewegt, und die Ableitung des letzten und Tagewassers gesichert wird.

Für jede Abteilung der Reviere wird die Normalstauhöhe bestimmt und die Seitendämme liegen 0,4 m über diesem Wasserspiegel; die lichte Weite der Einlafsschleusen, welche an der oberen Seite des Revieres angelegt werden, wird nach der Druckhöhe berechnet; unter besonderen Verhältnissen werden auch zwei Einlafsschleusen angenommen. Durch Muldenanlagen und sog. Polderdämme wird vermittels der Überfälle eine Verteilung des Wassers erreicht.

Von grofser Bedeutung ist die Beseitigung der Hindernisse, welche sich der Fortbewegung des Wassers entgegenstellen, z. B. der Grabenwälle, Hecken, höheren Wege u. s. w. Die Erfahrung ergiebt, dafs die Erträge der Wiesen oberhalb und unterhalb derartiger Hindernisse erheblich gegen andere Wiesen zurückstehen, weil die Entsäuerung des Bodens nicht genügend ausgeführt wird.

Die Ableitung des Bewässerungswassers, des zurückbleibenden und des Tagewassers geschieht durch Schleusen, entweder direkt in die Entwässerungszüge oder zu wiederholter Benutzung in anderen Revieren. Damit diese letzteren nicht benachteiligt werden, ist es erforderlich, das Wasser nur von gröfseren in kleinere Reviere zu leiten, also die geringere Qualität des Wassers durch eine gröfsere Quantität zu ersetzen.

Das Bewässerungssystem gestattet die Beweidung der Grundstücke; hierin liegt ein erheblicher Vorteil, da bei grofsen Meliorationsgebieten die Aberntung und Verwertung des Grases nicht ohne Schwierigkeit ist.

Da die Entwässerungszüge im Winter zugleich für die Ableitung des Tage- und Bewässerungswassers dienen müssen, so liegt es auf der Hand, dafs dieselben für Sommeranschwellungen unter allen Umständen ausreichen. Es ist aber dringend erforderlich, bei der Berechnung der Abmessungen nicht über das unumgänglich erforderliche Mafs hinauszugehen, da eine Senkung der Grundwasserstände in trockenen Sommern zu vermeiden ist, daher empfiehlt es sich, in den Revieren auch die Entwässerung nicht über das erforderliche Mafs auszudehnen, und erst allmählich nach Mafsgabe der Erfahrungen die vorhandenen Grabensysteme weiter auszubilden.

Die Bewässerung geschieht in der Weise, dafs die Schleufsen und Siele in den unteren und den Mitteldämmen geschlossen werden, und die Einlafsschleuse geöffnet wird; nach Erreichung des Normalwasserstandes in der oberen Abteilung werden die Entlastungen im unteren Damme geöffnet und zwar so weit, dafs der Normalwasserstand erhalten bleibt.

Die Dauer der Bewässerung bei Normalwasser ist nach den örtlichen Verhältnissen verschieden, im Mittel kann man drei Tage annehmen und etwa acht Tage von dem Anlassen des Wassers bis zum vollendeten Ablassen des Wassers.

Von Bedeutung ist auch die Anfeuchtung der Grundstücke in trockenen Sommern. Zu diesem Zwecke sind die für die Winterbewässerungen vorhandenen Anlagen mit nur

geringen Ergänzungen zu versehen. Es gehört dahin auch die Erhaltung der Bodenfrische durch Anstauung des Wassers in den Zuleitungskanälen vermittels der Schleusen.

Werden die Stauberieselungen in bedeichten Flufsthälern ausgeführt, so werden je nach den örtlichen Verhältnissen Änderungen der oben skizzierten Anlagen eintreten müssen, namentlich sind die Revierdämme thunlichst niedrig zu halten und an der unteren Seite mit flachen Böschungen zu versehen, damit bei Deichbrüchen das Flutwasser ohne Nachteil abgeführt werden kann. Soll die Bewässerungsanlage auch zugleich zur Entlastung des Flusses dienen, so genügen Einlafsschleusen nicht, sondern es müssen aufserdem Überfälle angelegt werden, welche bedeutende Wassermassen in das Gebiet führen können. Derartige Anlagen sind schwierig, wenn Sommer- und Winterhochwasser eine erhebliche Differenz nicht haben, da das Gebiet gegen Sommerhochwasser unbedingt geschützt werden mufs.

Folgende bedeutende Entwürfe für Stauberieselung sind von dem Verfasser bearbeitet bezw. ausgeführt.

a. Entwässerung des Wietzenbruchs und Bewässerung durch Leinewasser.

Die Bezeichnung Wietzenbruch bezieht sich zwar zunächst auf die Niederung, welche sich von der Eilenriede vor Hannover bis nach Wiekenberg unweit der Aller auf etwa 28 km Länge an beiden Ufern des Wietze-Flusses erstreckt, im allgemeinen begreift man unter dieser Bezeichnung aber auch die bedeutende Bruchfläche, welche sich von der benannten Niederung bis zur Kolonie Adelheidsdorf an der Celle-Hannoverschen Chaussee auch bis zum Fuhse-Kanal bei Celle ausbreitet und eine Ausdehnung von etwa $1^1/_2$ Quadratmeilen hat.

Im Nachstehenden handelt es sich lediglich um die Niederung am Wietze-Flusse, welche in einer Breite von im ganzen 1—4 km an beiden Ufern des Flusses sich entlang zieht und in Taf. II, Fig. 1 dargestellt ist.

Die in älteren Zeiten vollständig unzugängliche Beschaffenheit des Bruches hat die Ansiedelungen an dem höheren Rande des Bruches entstehen lassen, sodafs im Bruche selbst nur eine einzelne Mühle das einzige Wohnhaus in der Niederung ist.

Der Wietze-Flufs bildet zum gröfsten Teil die Grenze der Feldmarken, das Thal ist meistenteils muldenförmig, doch finden sich auch horizontale Flächen und ein umgekehrtes Gefälle, sodafs die höchsten Terrainpunkte in der Nähe des Flusses belegen sind. Das Längengefälle ist nicht unbedeutend und beträgt im Mittel 0,6 auf 1000, doch ist dasselbe nicht gleichmäfsig verteilt, indem in der oberen Strecke sich ein geringeres Gefälle befindet. Bei dem Dorfe Wiekenberg ist das Wietzenbruch nördlich durch Höhenzüge abgeschlossen, welche nur den Durchflufs des Wietze-Flusses mit einem schmalen Inundationsprofil gestatten.

Der Untergrund des Wietzebruchs besteht aus Diluvialsand, so wie sich solcher in den Ebenen des nördlichen Deutschlands und Belgiens vorfindet, mit nur unbedeutenden Beimengungen von der Vegetation günstigeren mineralischen Bestandteilen. Die Befruchtung dieses an sich sterilen Bodens ist durch die alljährlich und oft mehreremale auf längere Zeit, manchmal auf mehrere Monate, wiederkehrenden Überschwemmungen bewirkt. Dieselben haben durch Absatz der an sich freilich nicht sehr wertvollen Sinkstoffe die Entstehung einer Vegetation von Gräsern unterhalten, welche hauptsächlich aus *Carex*-Arten bestehen, die in dem nach Ablauf des Hochwassers immer noch versumpften Boden allein gedeihen konnten. Aus den absterbenden Pflanzen hat sich über der Sandoberfläche eine humose Schicht gebildet.

Unmittelbar über der Hochwasserlinie, und zwar in so scharfer Abgrenzung, dafs man meistens bis auf 2—3 cm den Stand des Hochwassers zu bestimmen vermag, findet sich Heide und die Kiefer, deren kümmerliches Wachstum die Unfruchtbarkeit des Bodens genugsam anzeigt.

Das Niederschlagsgebiet der Wietze beträgt ungefähr 7½ Quadratmeilen, die Wietze und die sämtlichen Entwässerungszüge der Niederung genügen in jetzigem Zustande zu einer ordnungsmäfsigen Entwässerung der Niederung nicht.

Die Konsumtion der Wietze bei Wiekenberg beträgt bei ordinärem Hochwasser 12 cbm und bei ganz aufsergewöhnlichem Hochwasser 31 cbm in der Sekunde.

Aus den für die Ableitung des Leine-Wassers zur Bewässerung des Wietzenbruchs von der Königlichen Regierung gestellten Bedingungen ist hervorzuheben, dafs die Ableitung überhaupt nur bei Wasserständen von 0,73 m über dem Nullpunkt am Pegel zu Grasdorf gestattet war. Die Ableitung sollte ferner in den Wintermonaten (vom November bis April einschliefslich) bei einem Wasserstande zwischen 0,73 und 2,62 m nur bei fallendem Wasser geschehen dürfen.

Der Verfasser erhielt, nachdem die Verhandlungen wegen der Bewässerung des ganzen Wietzenbruchs bis Celle resultatlos verlaufen, von dem vormaligen Hannoverschen Ministerium des Innern den Auftrag, für das eigentliche Wietzenbruch einen speziellen Meliorationsplan zu bearbeiten; diese umfangreiche Arbeit wurde im Jahre 1864 vollendet.

Das Projekt umfafst eine Fläche von rund 6100 ha Wiesen-, Anger- und Heideboden, und erstreckt sich nahe unterhalb der Eilenriede bei Hannover bis Wiekenberg.

Die Leine führt bei Döhren bei 0,1 m am Grasdorfer Pegel 25 cbm in der Sekunde und bei 0,38 m a. P. 53 cbm. Die Wasserstände zwischen 0,58 und 0,88 m treten im Sommer nach den Pegelbeobachtungen von 1851—1881 durchschnittlich an 12 Tagen auf, sodafs für die Anfeuchtung durch Ausnutzung dieser Tage ein Vorteil erreicht würde.

Nach den Pegelbeobachtungen von 1849—1862 wurde unter Zugrundelegung der erwähnten Bedingungen die in jedem einzelnen Monat verfügbare Wassermenge berechnet, sie ergab sich für die Monate Januar bis April und November und Dezember im Durchschnitt 46 Tage mit durchschnittlich rund 15 cbm in der Sekunde. Für die drei Hauptbewässerungsmonate Januar bis März einschliefslich ist die durchschnittliche Bewässerungszeit 29 Tage mit 24 cbm in der Sekunde und an 17$^{7}/_{12}$ Tagen können durchschnittlich 37,5 cbm und mehr in der Sekunde abgezogen werden. Die speziellen Berechnungen ergaben, dafs die Konsumtion von 37,5 cbm mit Rücksicht auf die wiederholte Benutzung des Wassers genügt und es ist daher für diese Wassermasse der Zuleitungskanal projektiert.

Der Zuleitungskanal beginnt an der Leine oberhalb Döhren, umzieht die Stadt Hannover bis zur Hannover-Celler Chaussee und tritt dann unterhalb dieser Strafse in das Bewässerungsgebiet. Hier teilt er sich in einer Entfernung von etwa 1½ Meilen von der Leine in einen östlichen und westlichen Kanal, welche im wesentlichen an dem Rande des Bruches entlang geführt sind und bis in die Nähe von Wiekenberg sich erstrecken. Die Länge dieser beiden Zuleitungskanäle beträgt 20,6, bezw. 19,4 km, das Längengefälle nimmt von 0,26 bis 0,36 m auf 1000 mit der Abnahme der Sohlenbreite zu. Durch Nebengräben wird das Bewässerungssystem vervollständigt.

Die Einlafsschleuse in der Nähe der Leine erhält eine lichte Weite von 16,3 m, die Sohlenbreite des Hauptzuleitungskanals berechnet sich bei 2,04 m Wassertiefe, zweifachen Böschungen und 0,21 m Gefälle auf 1000 zu 18,7 m.

Das System der Bewässerung ist die Stauberieselung. Im ganzen sind 81 Reviere vorhanden, die durchschnittliche Gröfse beträgt mithin 75 ha, einzelne Reviere haben eine erheblich gröfsere Fläche bis zu 400 ha, sind dann aber durch Querdämme in Unterabteilungen gebracht.

Zur gleichzeitigen Bewässerung sind nach dem Projekte 19 Liter für das Hektar und die Sekunde angenommen.

In den Zuleitungskanälen werden zur Regulierung des Wassers und zur Brechung des zu starken Gefälles 18 Schleusenwehre angelegt, welche zum teil mit Unterleitungen verbunden und so konstruiert sind, dafs aus dem untergeleiteten Gewässer Wasser zur Anfeuchtung im Sommer in den Zuleitungskanal aufgenommen werden kann.

Die Entwässerung des Bruches und die Ableitung des Abfallwassers wird durch die Korrektion der Wietze bewirkt.

Die Länge des korrigierten Flusses beträgt 21,3 km, die Konsumtion am unteren Ende 31,5 cbm mit Rücksicht auf die während des gröfsten Zuflusses erfolgende Anfüllung der Reviere, die Sohlenbreite daselbst 16,3 m bei 1,75 m Wassertiefe. Durch Anlage von 9 Wehren wird das zu starke Gefälle gebrochen und die Geschwindigkeit auf 0,9 m pro Sekunde reduziert.

An die korrigierte Wietze schliefst sich oberhalb Wiekenberg der Ableitungskanal, welcher auf dem kürzesten Wege in einer Länge von 5,89 km das Wasser direkt in die Aller führt mit Umgehung der Ortschaften Wiekenberg, Steinförde und Wietze. Die Sohlenbreite beträgt 14 m. An der Einmündung in die Aller ist ein massives Wehr projektiert mit 4 m Abfall und 14 m lichter Weite.

Die sämtlichen Zuflüsse, welche von dem Höhenterrain der Wietze zufliefsen, werden unter den Zuleitungskanälen durchgeführt, sodafs die Vorflut nicht gestört wird.

Nach den 364 Anschlägen belaufen sich die generellen Kosten auf 1 767 000 M., die speziellen Kosten der einzelnen Reviere auf 372 741 M., die gesamten Kosten also auf rund 2 140 000 M. oder f. d. ha rund 350 M. Nach jetzigen Preisen würden die Kosten ungefähr 3 Millionen Mark betragen.

Die Unterhaltung ist nach Absatz der Einnahmen aus Gras u. s. w. zu 28 000 M. für das Jahr veranschlagt.

Die Ausführung der Anlage kann zwar in der nächsten Zeit noch nicht erwartet werden, da nach der Abstimmung über das Projekt sich herausgestellt hat, dafs die jetzt Lebenden den Nutzen der Melioration noch nicht genügend zu würdigen wissen.

Die ungünstigen Verhältnisse der Niederung und die Lage des Gebiets in der Nähe der Stadt Hannover werden aber früher oder später zur Ausführung der Melioration drängen.

b. Die Melioration der Alpe-Niederung zwischen Leine und Aller.

Das Projekt wurde von dem Verfasser im Anfange der siebenziger Jahre im Auftrage der Regierung bearbeitet.

Die Alpe-Niederung erstreckt sich von dem Dorfe Lutter im Kreise Neustadt a. R. bis Rethem an der Aller. Die Breite des Gebietes ist sehr verschieden und beträgt einschliefslich der nicht zu bewässernden Ackerländereien des in der Mitte liegenden Dorfes Rodewald etwa 7 km. Die Situation ergiebt die Übersichtskarte Taf. I, Fig. 3.

Die Alpe entspringt in der Nähe der Station Hagen an der Hannover-Bremer Eisenbahn und mündet nach $3^1/_2$ Meilen langem Laufe bei dem Städtchen Rethem in

die Aller. Neben Rodewald ist die Alpe schon vor etwa einem halben Jahrhundert begradigt, sowie auch die Hauptabzüge, welche von Osten in die Alpe einmünden, eine durchgreifende Begradigung erfahren haben. Die Alpe führt bei Rodewald bei Hochwasser 5 cbm in der Sekunde.

Das Gebiet hat gröfstenteils Diluvialsand, westlich lagern die bis 6 m mächtigen Schichten des Lichten-Moores auf diesem Untergrund, doch sind nur die Grundstücke mit einer geringen Mächtigkeit des Moores (von etwa 0,3—0,6 m) zur Bewässerung gezogen. Im Osten des Gebiets findet sich in der Rodewalder Feldmark mit Lehm gemischter guter Boden; die Wiesen bei Luderbruch und Nienhagen haben einen fruchtbaren gemischten Wiesenboden, das Rodewalder Bruch hat Heide und Bruchboden.

Das Terrain hat in der Richtung der Melioration ein Gefälle von rund 0,5 auf 1000. Die Fläche des ganzen Meliorationsgebiets beträgt rund 4500 ha.

Das Meliorationsgebiet leidet zum grofsen Teil an zu grofser Trocknis, welche teils durch die zu hohe Lage, teils durch Korrektion der Alpe ohne Zuführung von Wasser herbeigeführt ist. Zum Teil aber leidet das Gebiet, namentlich in den ausgedehnten Bruchflächen nördlich von Rodewald, in Jahren mit starken Niederschlägen an zu grofser Nässe. Es mangelt eine Zuführung von Düngstoffen und nur durch eine Abhilfe dieses Übelstandes und zwar durch Zuführung von fruchtbarem Leinewasser können die Zustände einer Verbesserung entgegengeführt werden.

Nach den auch für diese Melioration beschränkenden Bestimmungen für den Wasserabzug aus der Leine lassen sich nach zwanzigjährigem Durchschnitt dem Flusse entnehmen:

	Tage.	Kubikmeter i. d. Sekunde.
Januar	$22^1/_2$	8,6
Februar	21	12,4
März	25	9,3
April (Hälfte)	$13^1/_4$	6,0
November	14	3,0
Dezember	$19^1/_2$	6,6
im ganzen Winter	$115^1/_4$	7,6

Im Sommer fehlt das Wasser von August bis Oktober, dagegen ist im Monat Mai Wasser vorhanden, sodafs der erste Schnitt gesichert ist.

Der Hauptzuleitungskanal beginnt an der Leine bei Luttmersen, durchschneidet die Weelzer und Amedorfer Marsch und setzt sich in der Lutter'schen Feldmark bis zur Verzweigung in die beiden Zuleitungskanäle fort. Die Länge beträgt 5,76 km, die Sohlenbreite 8,2 m. Die Konsumtion beträgt bei Hochwasserspiegel (2,3 m über Sohle) 31 cbm und bei 0,88 m Wassertiefe 5 cbm in der Sekunde.

Die Zuleitungskanäle beginnen bei dem Dorfe Lutter; der östliche Kanal geht durch das Osterbruch nach dem Dorfe Suderbruch und hat nur eine Länge von 8,3 km, der westliche Kanal schliefst die Niederungen bei Wendenborstel und Steimke ein, geht vor dem Lichten-Moore entlang und dient auch zur Bewässerung der Rethemer Feldmark. Die Länge beträgt 14,8 km. Aufserdem ist eine Reihe kleiner Zuleitungskanäle projektiert.

Das System der Bewässerung ist Stauberieselung. Es sind 40 Reviere angeordnet, daher ist die mittlere Gröfse rund 112 ha. Zur gleichzeitigen Bewässerung von 1 ha ist der Zuflufs von 14 Liter i. d. Sekunde zu Grunde gelegt, hiernach sind die Abmessungen der Kanäle berechnet.

Behufs Ableitung des Bewässerungswassers sowie des Tagewassers sollen die vorhandenen Entwässerungszüge verbessert und neue angelegt, aufserdem soll die Alpe verbreitert und begradigt werden, sodafs dieser Flufs bei Rethem ein Quantum von 12,5 cbm in der Sekunde abführen kann; die Erbauung von Stauschleusen behufs Haltung des Grundwassers ist vorgesehen.

Die generellen Kosten betragen nach den detailliert aufgestellten 48 Kostenanschlägen 720000 M., die speziellen Kosten 283000 M. oder im ganzen rund 225 M. f. d. ha. Die Kosten der Unterhaltung sind jährlich auf 17100 M. veranschlagt.

Das Projekt, welches im Ministerium der öffentlichen Arbeiten sehr günstig beurteilt wurde, erhielt bei der Abstimmung die Majorität, kam aber trotzdem nicht zur Ausführung.

In neuerer Zeit erhielt der Verfasser von der Regierung den Auftrag, das Projekt einer Revision zu unterziehen; dieselbe bezog sich im wesentlichen auf die Umarbeitung der Karten nach den mittlerweile vollendeten Katasterkarten und den Wünschen einzelner Ortschaften entsprechend auf die Ausscheidung einzelner Flächen, namentlich der Abfindungen in der Rodewalder Feldmark, auch wurden durch diese Ausscheidungen einzelne Änderungen des Entwurfs erforderlich, namentlich wurde der westliche Kanal abgekürzt.

Die Fläche wurde auf 3400 ha beschränkt und die Gesamtkosten erhöhten sich wegen der Verringerung der Fläche des Gebiets und der seither gestiegenen Preise auf 1100000 M., sodafs sich die Gesamtkosten auf 324 M. f. d. ha beliefen. Die Verzinsung und Unterhaltung wurde zu 17 M. f. d. ha veranschlagt. Die Abstimmung über dies abgeänderte Projekt steht bevor.

Bevor auf die neueren Entwürfe und Ausführungen eingegangen wird, mag hier noch ein wesentlicher Unterschied der älteren und neuen Projekte hervorgehoben werden.

Bei den Projekten für die Wietzenbruch- und die Alpe-Melioration hat der Verfasser die Zuleitung des Bewässerungswassers durch Zuleitungsgräben, welche von den Zuleitungskanälen an der oberen Seite der Reviere entlang geführt wurden und bewallt werden mufsten, bewirkt, und zwar ist diese Art der Zuführung gewählt, um durch eine Reihe von Sielen in dem unteren Damme eine thunlichst gleichmäfsige Überflutung der Reviere zu erreichen.

Wenn auch der Nutzen einer derartigen über die ganze Breite eines Revieres verteilten Zuleitung nicht verkannt werden kann, so haben doch eingehendere Studien dahin geführt, diese Anordnung zu verlassen und zwar aus folgenden Gründen. Bei den bedeutenden Wassermassen, welche derartige Zuleitungsgräben führen mufsten, durfte zur Vermeidung übermäfsiger Abmessungen das Gefälle nicht zu gering angenommen werden; daher stand der Wasserspiegel am Ende des Grabens nicht unerheblich niedriger als im Zuleitungskanal. Wenn nun, wie in der Regel der Fall, die Druckhöhe zwischen dem Wasserspiegel im Zuleitungskanal und dem Revier nicht erheblich ist, so mufste auch das in das Revier eingeleitete Wasser gegen das Ende der Zuleitung einen niedrigen Stand annehmen, es mufste daher eine Bewegung des Wassers im Revier etwa parallel mit dem Zuleitungsgraben eintreten und der Seite am Zuleitungskanal die frische Überströmung entzogen werden.

Aufserdem sind diese Zuleitungsgräben kostspielig, sie erschweren auch die Leitung des Wassers von einem Revier in das andere, ferner würde die Handhabung der Einlafssiele, welche sehr zeitraubend und schwierig ist, eine erhebliche Vermehrung des Personals erfordern.

Aus diesen Gründen ist die Anlage von einer oder von zwei Einlafsschleusen vorgezogen und eine Leitung des Wassers innerhalb des oberen Revierdammes vor den Revieren her durch Mulden bezw. durch Polderdämme mit Überfällen.

c. Die Bruchhausen-Syke-Thedinghäuser Meliorationsanlage.

Am linken Ufer der Weser liegt von Hoya abwärts bis zur Oldenburgischen Grenze bei Brinkum (unweit Bremen) eine Niederung von etwa 35 km Länge, welche zum Teil durch die Eyter, welche sich in nordöstlicher Richtung nach Thedinghausen erstreckt, in die Weser entwässert, zum Teil durch die Ochtum, welche bei Vegesack in die Weser mündet. Diese Niederung wurde seit etwa 200 Jahren durch Überfälle oberhalb Hoya und durch die nicht selten eintretenden Deichbrüche an der Weser überflutet und befruchtet, soweit die unregelmäfsige Höhenlage des Terrains solches verstattete.

Die mancherlei Übelstände eines derartigen Zustandes veranlafsten aber im Jahre 1848 die Beseitigung der Überfälle bei Hoya, und da durch diese Mafsregel und durch die Verstärkung der Deiche die Überflutungen verringert wurden, so gingen die Wiesen in ihren Erträgen zurück.

Im Auftrage der Interessenten bearbeitete der Verfasser im Jahre 1877 das in Taf. II, Fig. 2 dargestellte Projekt für bessere Entwässerung und Bewässerung mit düngendem Weserwasser. Es war die Korrektion der Eyter und Ochtum vorgesehen, die Länge des Hauptzuleitungskanals von Hoya bis Brinkum betrug 40 km, aufserdem waren verschiedene Nebenkanäle projektiert, die Anzahl der Reviere betrug 102. Die Wassertiefe war bei normalem Wasser 2 m über Sohle, der Wasserverbrauch 19,6 cbm in der Sekunde, bei Hochwassern 2,8 m Wassertiefe und 41,3 cbm Wasserverbrauch in der Sekunde.

Das Meliorationsgebiet umfafste 7250 ha und die Kosten beliefen sich im ganzen auf 3186000 M.; von dieser Summe kommen allein 355000 M. auf die Korrektion der Ochtum.

Leider scheiterte die Annahme dieses Projektes an dem Widerstande gerade derjenigen Ortschaften, welche von der Korrektion der Ochtum den gröfsten Vorteil gehabt hätten, das Projekt mufste deshalb eine Einschränkung erfahren und einer entsprechenden Umarbeitung durch Weglassung der widerstrebenden Ortschaften unterzogen werden, welche im Januar 1881 von dem Verfasser vorgelegt werden konnte, siehe Taf. II, Fig. 3. Alsdann wurde das Projekt von den Interessenten mit erheblicher Majorität angenommen und die Bildung der öffentlichen Genossenschaft erfolgte.

Das Meliorationsgebiet beginnt 7,5 km westlich von Hoya und erstreckt sich bis zur Okel-Südweyher Grenze auf etwa 19 km Länge; das durchschnittliche Gefälle beträgt 0,4 auf 1000. Oberhalb Bruchhausen ist das Terrain hoch und es mufsten daher unter Aufsuchung der niedrigen Flächen getrennte Bezirke angenommen werden, während unterhalb Bruchhausen das Gebiet ohne Unterbrechung bis zum Ende fortläuft; an dasselbe schliefst sich die Eyter-Niederung in etwa 3 km Breite bis 4 km oberhalb Thedinghausen; hier beträgt das Gefälle 0,7 m und in der unteren Strecke 0,17 auf 1000.

Die Fläche des Gebiets mifst 4800 ha, von denen etwa $^6/_7$ auf preufsisches und $^1/_7$ auf braunschweigisches Gebiet kommen; es sind ungefähr 1000 Hofbesitzer beteiligt mit etwa 4000 Parzellen.

Die Bodenverhältnisse sind sehr verschieden; im Untergrunde lagert der Diluvialsand, welcher in den früher inundierten Gegenden mit Lehmteilen untermischt, in anderen

Strecken aber mit einer geringen Humusschicht bedeckt ist. Die grofse Wiesenfläche unterhalb Bruchhausen wird durch auflagernden Moorboden gebildet; diese Wiesen waren vor der Melioration vollständig versumpft und gaben nur dürftige und harte Gräser.

An der unteren Eyter macht sich der Einflufs des rückstauenden Weserwassers geltend und die günstigere Beschaffenheit des Bodens nimmt bis gegen Ende des Gebiets oberhalb Thedinghausen zu, sodafs der Boden marschartig wird. Doch wurde auch hier der Ertrag durch unzeitige Überschwemmungen, durch Rückstau der Weser oder durch Eyterwasser, verringert.

Eine Verbesserung der Grundstücke im einzelnen wurde durch diese Verhältnisse ausgeschlossen; nur durch eine vollständige Entwässerung der ganzen Niederung und Zuleitung des düngenden Weserwassers konnten der Boden entsäuert, die Sumpfgräser in süfse Gräser verwandelt und der Ertrag vergröfsert werden. Die Anwendung von künstlichem Dünger konnte vor der Melioration wegen des hohen Grundwasserstandes und der Überflutungen im Frühjahr nicht stattfinden und der Ackerbau mufste wegen der beschränkten Viehhaltung nur mit verhältnismäfsig geringer Düngung oder mittels Kunstdüngers geführt werden.

Die Zuleitungskanäle bestehen aus einem Hauptkanal, welcher im wesentlichen das Gebiet an der oberen Seite (Südwest) begrenzt und aus sieben Nebenkanälen, welche von dem Hauptkanal ausgehen.

Der Hauptzuleitungskanal mündet aus der Weser 1 km oberhalb Hoya an einer für den Einflufs günstigen Kurve und passiert zunächst die Schleuse im Weserdeich. Dieses Bauwerk ist massiv erbaut und auf Beton fundiert, die 3 Öffnungen haben je 3,3 m lichte Weite, die Mitteldocken sind fest und aus Eisen hergestellt, die hölzernen Schützen werden durch mechanische Hebevorrichtungen (Schrauben) gehoben. Die Kosten betrugen einschliefslich der Deichverlegung 109 000 M. Die Einzelheiten ergeben die Figuren 7 bis 9, S. 21.

Die Schwelle der Einlafsschleuse ist auf 0,4 m unter Hoyaer Null gesenkt, um auch bei niedrigen Wasserständen der Weser Wasser einlassen zu können.

Der Hauptzuleitungskanal verfolgt von der Einlafsschleuse nach Durchschneidung der hohen Marsch zum Teil die Richtung des alten Moorgrabens, geht nördlich an Bruchhausen vorbei, dann durch die Moorwiesen bis zum Süstedter Bach, der Grenze der Kreise Hoya und Syke, und am Rande des höheren Terrains in einigen durch die örtlichen Verhältnisse erforderlich gewordenen Krümmungen bis zur nördlichen Grenze der Feldmark Okel. Die Länge beträgt 26,8 km.

Unter Annahme eines Wasserbedarfs von 15 l f. d. ha in der Sekunde und bei gleichzeitiger Bewässerung ist wegen der zum Teil wiederholten Benutzung und der Bewässerung der höher belegenen Grundstücke nur bei Hochwasser das Gebiet für die Berechnung der erforderlichen Wassermenge zu 4000 ha angenommen und es ergiebt sich bei fünffacher Rotation der Bedarf bei Normalwasser (2 m über Sohle) zu 12 cbm, wofür wegen der Verluste 13 cbm in der Sekunde angenommen ist. Dieser Normalstand kann nach 25jährigen Beobachtungen durchschnittlich an 43 Tagen im Jahre erreicht werden. Das Gefälle beträgt 0,25 m auf 1000 und ist danach nach den Ganguillet-Kutter'schen Formeln bei zweifachen Böschungen die Sohlenbreite zu 6 m berechnet, die Banketts haben 2 m Breite, die Dämme haben 2 m Kronenbreite. Die Geschwindigkeit beträgt im Mittel 0,65 m in der Sekunde und verringert sich in der unteren Strecke des Kanals bei verminderter Sohlenbreite und Wassertiefe, aber verstärktem Gefälle auf 0,54 m. Es sind im Kanal weder Ablagerungen noch Ausspülungen vorgekommen.

Fig. 7—9. *Einlafsschleuse im Weser-Deiche bei Hoya.*

M. 0,003⅓ (1 : 300).

Fig. 7. Längenschnitt.

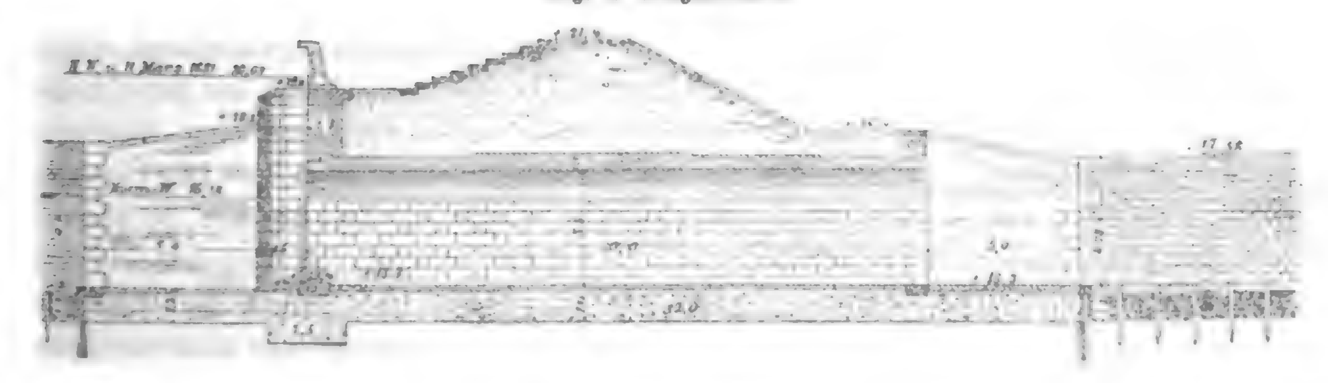


Fig. 8. Aufsicht und Grundrifs.

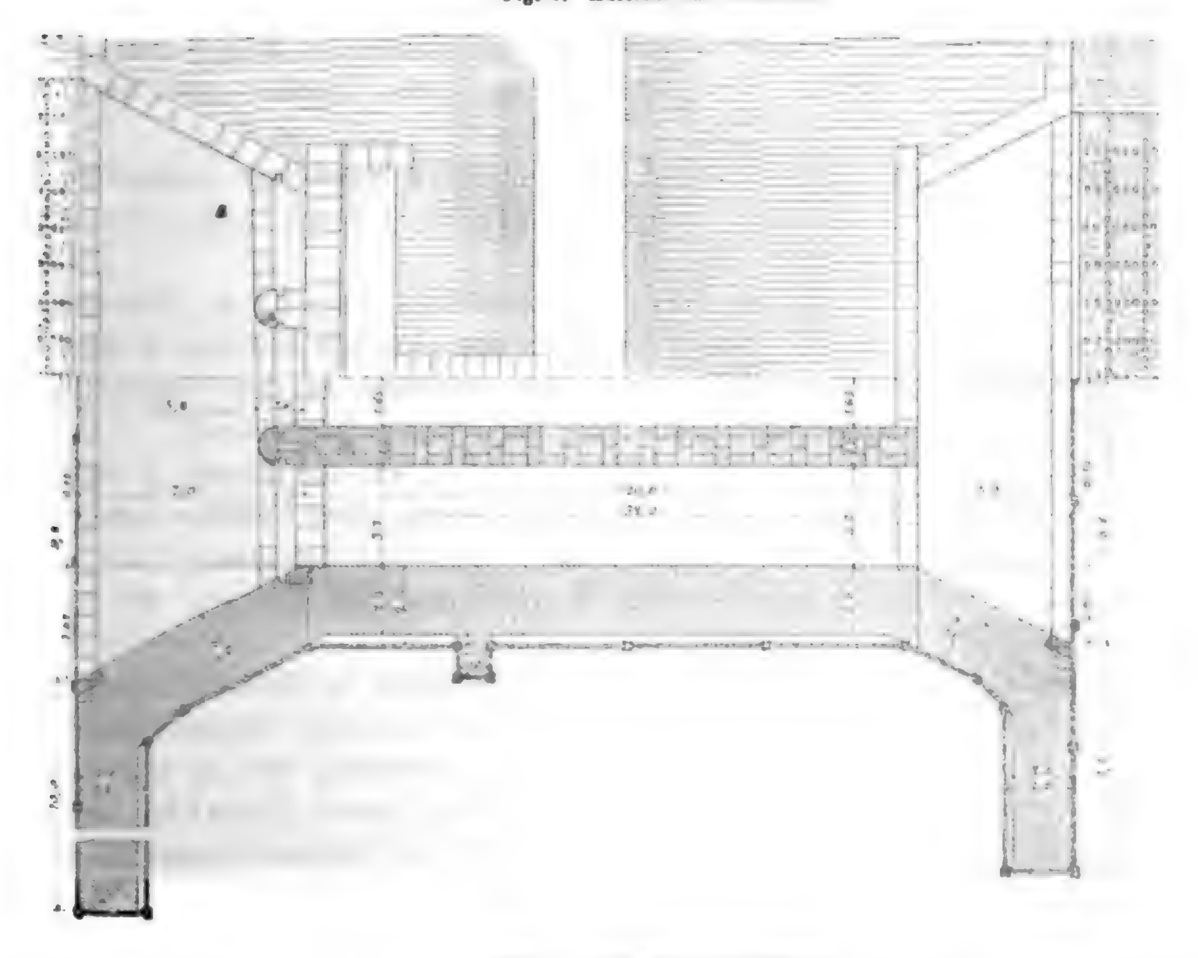
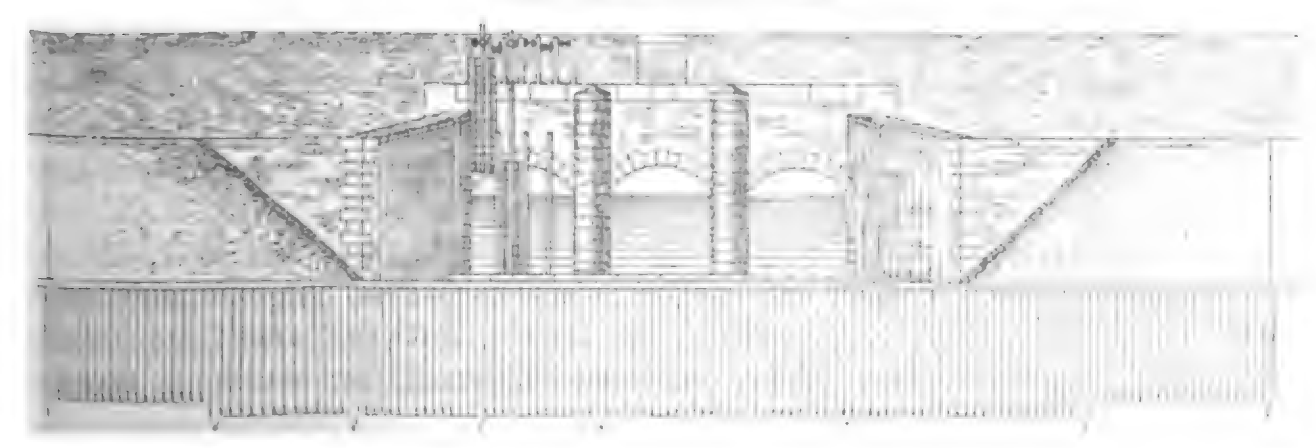


Fig. 9. Ansicht von der Weser.



Bei 12 km trifft die gesenkte Sohle mit der normalen Sohle zusammen; daher liegt die gesenkte Sohle in dieser Strecke nicht parallel mit dem Wasserspiegel, sondern hat nur 0,17 m Gefälle auf 1000.

Zur Ausnutzung der Hochwasser der Weser ist 0,8 m über dem Normalwasserspiegel des Kanals bis unterhalb Bruchhausen ein Hochwasserspiegel angenommen, welcher einesteils zur Bewässerung der hoch belegenen Grundstücke oberhalb und bei Bruchhausen dient, andererseits aber auch zur Einführung gröfserer Wassermassen, um namentlich bei rasch vorübergehenden Fluten die Reviere rasch anfüllen zu können. Die Geschwindigkeit beträgt während dieses hohen Standes 0,84 m und die Konsumtion 33 cbm.

Bei Stapelshorn, 8 km von der Einlafsschleuse entfernt, ist die Stapelshorner Schleuse in Massivbau ausgeführt; die lichte Weite beträgt 12 m; diese Schleuse dient zum Abschlufs des Hauptkanals für den Fall, dafs oberhalb Deichbrüche eintreten sollten und es sind Einrichtungen getroffen, dafs für einen derartigen Fall das Bruchwasser seinen alten Lauf in die Niederungen bei Hoyerhagen und Martfeld wieder verfolgen kann, aufserdem dient die Schleuse aber auch zu einer Aufstauung des Hochwasserspiegels um 0,47 m, um den hoch belegenen Grundstücken durch den Wöpser und Martfelder Kanal Wasser zuführen zu können.

Die Brücken in den Landstrafsen sind gröfstenteils in Massivbau ausgeführt, im übrigen aber sowie auch die Schleusen, deren im ganzen 11 Stück angeordnet sind, in solidem Holzbau aus Eichenholz.

Es sind 10 Stück Unterleitungen aus Eisenblech von 1,0—1,2 m Durchmesser hergestellt, aufserdem eine Überleitung des Süstedter Baches, ebenfalls in Eisen konstruiert. Die Schleusen sind mit mechanischen Hebevorrichtungen versehen, bei den Unterleitungen wurden zum grofsen Teil Ablässe zur Regulierung des Wassers angebracht.

Die Nebenkanäle haben im ganzen eine Länge von 30,2 km und führen je nach den zu bewässernden Grundflächen 1,2—4,5 cbm in der Sekunde. Das Gefälle beträgt 0,2 bis 0,3 auf 1000, die Wassertiefe, welche nach unten allmählich abnimmt, 1,4—1,2 m; die Böschungen sind $1\frac{1}{2}$ fach, Bermen sind nicht vorhanden, die Kronen der Dämme liegen 0,5 m über Normalwasserspiegel.

Die Bauwerke in den Nebenkanälen sind gröfstenteils in Holzbau ausgeführt, nur die Unterleitungen sind aus Eisen, namentlich ist die aus zwei Rohren bestehende Unterleitung des Schwarmer Kanals unter der Eyter zu erwähnen; sie ist 21,6 m lang und hat 1,3 m Durchmesser. Die Kosten dieses Bauwerks haben 11 000 M. betragen.

Die Einlafsschleusen für die Reviere sind ebenfalls in Holzbau ausgeführt; die lichte Weite ist berechnet nach der Druckhöhe zwischen der für jedes Revier festgestellten Normalwasserhöhe und dem Wasserspiegel im Kanal und der zu bewässernden Fläche.

Die Schlickablagerungen gehen bis weit in die Nebenkanäle und Reviere hinein, wodurch der Beweis geliefert ist, dafs nicht, wie von manchen Seiten befürchtet wurde, die Schlickmassen schon im Hauptkanal und in den unmittelbar angrenzenden Revieren zur Ablagerung kommen würden. Sandablagerungen haben sich nur in unbedeutenden Massen eingestellt, sind bereits geringer geworden und werden nach einigen Jahren vollständig verschwinden.

Die durchschnittliche Gröfse der Reviere beträgt 90 ha, doch hat die Gröfse nach den örtlichen Verhältnissen sehr verschieden (von 11—234 ha) angenommen werden müssen; davon bewässern 350 ha mit Abfallwasser und 350 ha am Ünzen-Süstedter Kanal senden das Abfallwasser in den Hauptzuleitungskanal zur weiteren Benutzung zurück.

Es sind im ganzen einschliefslich der Bauwerke in den Revieren, jedoch ausschliefslich der kleineren Anlagen, 460 Bauwerke ausgeführt und einschliefslich der Dämme an den Kanälen rund 300 km Dämme hergestellt.

Die Entwässerung des Gebiets ist in gründlicher Weise durch Korrektion der Eyter, des Süstedter Baches und der kleineren Bäche hergestellt. Die Korrektion der Eyter ist bis zur Weser fortgesetzt und zwar mit einer Sohlenbreite von 14 m. Auch die nicht zur Genossenschaft gehörenden Grundstücke im Braunschweigischen Gebiete haben von diesen Korrektionen erhebliche Vorteile.

Die gesamten Kosten waren zu 1968700 M. veranschlagt; die Baukosten für sich betragen 1 1/3 Million Mark und haben sich bei der Ausführung um 1/3 Million Mark gesteigert wegen der Erhöhung der Löhne in sieben Jahren zwischen der Aufstellung der Kostenanschläge und Bauausführung und wegen Steigerung der Preise infolge der gleichzeitig ausgeführten Anschlufs- und Hafenbauten der nahe belegenen Stadt Bremen. Die Grundentschädigungen haben wegen Schwierigkeiten mit der Katasterverwaltung noch nicht definitiv abgeschlossen werden können.

Die Vorteile der Melioration werden sich von Jahr zu Jahr erhöhen; schon jetzt sind die vollständig versumpften grofsen Wiesenflächen im oberen Gebiete der Eyter trocken gelegt, auch die Entsäuerung ist bereits stark vorgeschritten, die harten und Sumpfgräser werden durch süfse Gräser und Klee ersetzt und der Zustand des Weideviehes bezeugt die gröfsere Nährkraft des Futters. Unzeitige Überschwemmungen durch Ober- und Weserwasser sind vollständig beseitigt.

Der Ertrag der Wiesen hatte sich im Jahre 1890 erheblich verbessert, zur Werbung des Heues sind von den Interessenten 30—40 Mähmaschinen angeschafft.

d. Die Leeste-Brinkumer Melioration.

Das Gebiet umfafst den Teil der Niederung, welcher zwischen der Eisenbahn von Osnabrück nach Hamburg bis zur Oldenburgischen Grenze am linken Ufer der Weser belegen, einen Teil des grofsen Bruchhausen-Syker Projekts (siehe Taf. II, Fig. 2) bildete. Nachdem die Ausscheidung der Gemeinden Südweyhe, Kirchweyhe und Riede definitiv geworden war, entschlossen sich die Grundbesitzer in Brinkum und Leeste, zu einer direkten Zuleitung von Wasser aus der Weser zu schreiten und beantragten die Ausarbeitung eines Projekts, welches bereits im Dezember 1880 vorgelegt werden konnte. Am 7. Juli 1882 wurde das Statut errichtet, sofort mit der Ausführung unter Oberleitung des Verfassers begonnen; bereits am 20. November 1883 konnte die Bewässerung eröffnet werden.

Bei der Bearbeitung des Projekts mufste berücksichtigt werden, dafs die Winterbewässerung vermittels der Einlafsschleuse im Weser-Deich nur bei mittleren und hohen Wasserständen der Weser möglich war, die Sommeranfeuchtung unthunlich erschien und die Ableitung des Wassers in die Ochtum gewissen Beschränkungen unterliegen mufste. Es durfte daher die früher projektierte Einteilung dieses Gebiets in 16 Reviere und 22 Abteilungen als zu kostspielig nicht beibehalten werden, vielmehr mufste die einfachste Art der Stauberieselung mit drei Revieren, durch welche das sämtliche Wasser hindurchging, gewählt werden. Die Fläche des Gebiets (s. Taf. II, Fig. 4) beträgt 960 ha, in demselben befindet sich gröfstenteils Marschboden, nordwestlich von Brinkum Bruchboden.

Die zur Bewässerung erforderliche Wassermenge ist nach eingehendem Studium unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse zu 4,7 cbm in der Sekunde angenommen; diese Konsumtion soll bei 2,6 m am Dreyer Pegel = 6,6 m über A. P. eintreten. Nach dem Durchschnitt aus den Jahren 1860—1880 ergiebt sich die Anzahl der Bewässerungstage vom 1. November bis 1. April zu 26,8.

Fig. 10—12. *Einlafsschleuse im Weser-Deiche für die Leeste-Brinkumer Melioration.*
M. 0,006²/₃ (1 : 150).

Fig. 10. Längenschnitt.

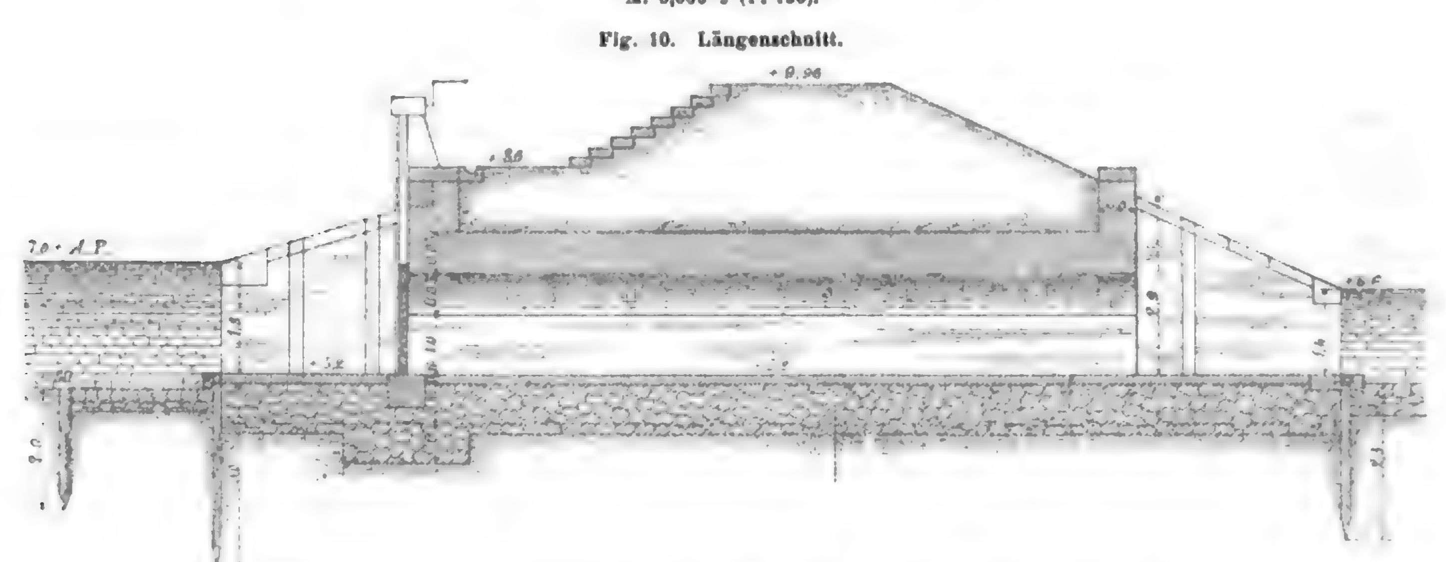
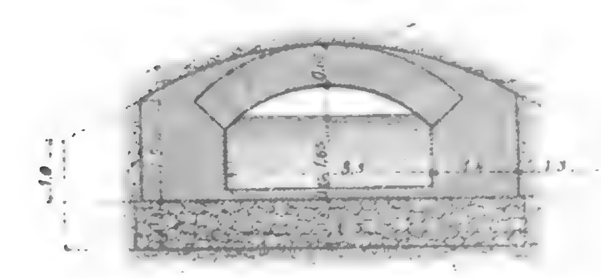
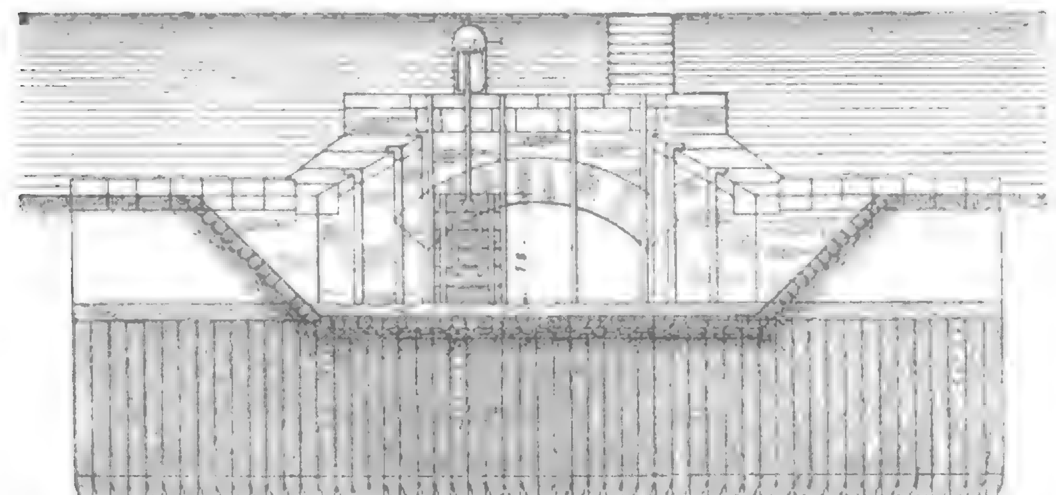


Fig. 11. Querschnitt.



Das Bewässerungswasser wird vermittels einer Mulde von der Weser bis zur Einlafsschleuse im Weser-Deich geführt und der Zuleitungskanal von der Schleuse bis zur Ochtum, welcher zwei Bassins bildet, hat eine Länge von 2,7 km. Vermittels einer Unterleitung geht das Wasser unter der Ochtum durch, alsdann wird es in einer sich allmählich verflachenden

Fig. 12. Ansicht der Aufsenseite.



und verbreiternden Mulde nach der ersten Abteilung geführt. Der Zuleitungskanal hat eine Sohlenbreite von 8,5 m, die Wassertiefe beträgt 1 m und das Gefälle 0,3 auf 1000.

Die Einlafsschleuse im Weser-Deiche hat eine lichte Öffnung von 3,3 m und ist massiv erbaut (siehe Fig. 10 bis 12). Die hölzernen Schützen werden durch mechanische

Vorrichtungen gehoben. Zur Ergänzung des Längenschnitts Fig. 10 sei bemerkt, dafs die Befestigung der Sohle des Kanals und die Steinbekleidung seiner Böschungen an der Binnenseite 5 m lang sind.

Die Unterleitung unter der Ochtum besteht aus zwei Rohren aus Eisenblech von 1,2 m Durchmesser in massiven Häuptern gelagert und hat eine Druckhöhe von 0,3 m. Die drei Unterleitungen unter dem Leester Mühlenbach zwischen Abteilung I und II haben 1 m Durchmesser und sind aus Cementrohren hergestellt; aufserdem sind noch Bauwerke zur Durchleitung des Wassers durch die Landstrafse von Arsten nach Dreye und durch die Brinkumer Chaussee, vier Ablafsschleusen u. s. w. ausgeführt.

Die günstigen Erfolge der Melioration veranlafsten die Besitzer der wegen hoher Lage ausgeschlossenen Wiesen an der Ochtum und Kirchweyher Grenze, im Juli 1884 die Anlage eines dritten Rohres zu beantragen und es wurde bis Ende des Jahres 1884 dies 1,2 m im Durchmesser haltende Rohr eingelegt. Hierdurch konnte wegen der geringen Druckhöhe, welche für die nicht erhebliche Konsumtion genügte, das höhere Terrain zur Bewässerung gelangen.

Die Abteilungen sind auf der Karte mit 1^a und 1^b bezeichnet; der Normalwasserspiegel liegt, wie dieselbe ergiebt, 0,25 bezw. 0,2 m höher, als der Normalwasserspiegel in Abteilung I, welcher auf 5,5 m Cote liegt. Der Stauspiegel in Abteilung II hat 5,2 m und in Abteilung III 4,85 m Cote, das Gesamtgefälle in den drei Abteilungen beträgt demnach 0,65 m.

Die Einwallungen werden an der Nordseite durch den schon bestehenden Ochtum-Deich gebildet, südlich geht gröfstenteils mit Ausnahme des Dorfes Brinkum das Wasser bis an die höheren Grundstücke, die Mitteldämme zwischen den Abteilungen haben nur 0,3 m Höhe und nach unten 4fache Böschungen erhalten, um den etwaigen Überlauf bei Deichbrüchen unschädlich ertragen zu können.

Die Erfolge der Bewässerung bestehen hauptsächlich in der vollständigen Beseitigung des vor der Melioration üppig wuchernden Mooses, in der Verbesserung der Qualität der Gräser und in Beförderung des Kleewuchses, endlich in der Vertilgung des früher sehr lästigen Ungeziefers.

Nach dem Kostenanschlage vom Jahre 1880 betrugen die Gesamtkosten 100 000 M., es wurden indessen auf Wunsch des Vorstandes der Genossenschaft verschiedene Änderungen vorgenommen, beispielsweise wurden die Bauwerke im Binnenlande statt des projektierten Holzbaues in Massivbau ausgeführt, am Leester Mühlenbach wurde statt des östlichen Dammes ein erhöhter Weg hergestellt, auch der Damm an der Oldenburger Grenze statt der Regulierung des vorhandenen in Krümmungen sich erstreckenden Dammes in geraden Linien angelegt u. s. w. Die Kosten beliefen sich danach im Jahre 1884 auf 128 500 M. und es waren noch einige Grundentschädigungen rückständig.

c. Die Syke-Thedinghäuser Melioration.

Von den Ortschaften Kirchweyhe, Südweyhe und Riede, welche früher den Beitritt zu dem grofsen Bruchhausen-Syker Meliorationsprojekt ablehnten und den Braunschweigischen Ortschaften Dibbersen, Gr. Eisel wurde der Verfasser im Jahre 1887 ersucht, nunmehr ein Projekt für die Bewässerung ihrer Feldmarken durch direkte Entnahme des Weserwassers zu bearbeiten. Obgleich die Vorteile eines solchen Spezial-Projekts erheblich geringer sein mufsten, als bei Beteiligung an dem grofsen Entwurf, weil die Anfeuchtung unthunlich wurde und die bessere Entwässerung nur in beschränktem

Maſse zur Ausführung kommen konnte, so drängte doch der fortwährende Rückgang der früher durch Deichbrüche mitunter inundierten Wiesen zu einer Besserung der Verhältnisse. Das Projekt wurde im Anfang des Jahres 1889 vorgelegt.

Das Gebiet ist (vergl. Taf. II, Fig. 2, 3 u. 4) zwischen den ausgeführten Bruchhausen-Syker und den Leeste-Brinkumer Meliorationen belegen, auſserdem sind die beiden obengenannten braunschweigischen Ortschaften beteiligt, die Fläche beträgt 1500 ha.

Die Einlaſsschleuse im Weser-Deich zwischen Dibbersen und Horstedt erhält eine lichte Weite von 3 m bei einer Konsumtion von 4 cbm in der Sekunde. Die Anzahl der Bewässerungstage schwankt wegen der zeitweisen Beschränkung des Abflusses von 20 bis 130 Tagen jährlich; für die Entwässerung ist durch Projektierung der Korrektion der Ochtum thunlichst gesorgt, doch konnte diese Korrektion nicht über die Grenzen des Preuſsischen Gebiets fortgesetzt werden, wie solches in dem groſsen Projekte beabsichtigt war. Das Gebiet ist in 23 Reviere geteilt, von welchen 0,4 mit frischem Wasser bewässern.

Die Kosten sind zu 533 000 M. veranschlagt.

Die Abstimmung über die Annahme des Projekts steht bevor.

Eine bedeutende Melioration würde noch in der Lucie zwischen der Elbe und Jeetzel durch Bewässerung mit Elbwasser stattfinden können, doch sind die Anträge der Beteiligten bislang ohne Erfolg geblieben; auch ein Teil des Bezirks des vormaligen Amts Neuhaus an der Elbe erscheint zum Einlassen des Elbwassers nicht ungeeignet, obgleich die Zurückleitung des Wassers in die Elbe nicht ohne Schwierigkeiten sein würde.

Bei der Projektierung gröſserer Entwässerungsanlagen ist es zweckmäſsig, auſser der Haltung des Grundwassers auch auf eine künftige Stauberieselung Rücksicht zu nehmen; so ist z. B. bei der Entwässerung der oben besprochenen, vom Verfasser ausgeführten Ilmenau-Niederung (12 600 ha) das Projekt derart bearbeitet, daſs späterhin die Zuleitung von Elbwasser vermittels einer Einlaſsschleuse bei Bleckede ohne Schwierigkeit geschehen kann.

II. Entwässerungen.

1. Malaria.*)

Die Malaria bei Rom hat in neuerer Zeit zu eingehenden Untersuchungen geführt, namentlich durch den Professor Tommasi Crudeli; diese Untersuchungen sind erweitert durch den englischen Lieutenant Clauson.

Es hat sich ergeben, dafs der *bacillus malariae* nicht im Wasser lebt, wie früher angenommen, sondern im Boden, daher ist die Ansicht, dafs allein die Niederungen ungesund sind, unrichtig, da die Abhänge an den Niederungen ebenfalls den Keim der Malaria enthalten.

Die Bedingungen für die Entwickelung des Malaria-Giftes sind folgende:

1. Eine Temperatur nicht unter 16° Réaumur,
2. ein gewisser Grad von beständiger Feuchtigkeit im Boden,
3. die direkte Einwirkung der Luft auf den Boden,

und zwar müssen alle drei Bedingungen erfüllt sein, wenn die Malaria sich entwickeln soll.

Von Flügge wird aufserdem ein beträchtlicher Gehalt an organischen zersetzlichen Stoffen als notwendig für die Entwickelung der Malaria erachtet.

Sehr heifse Sommer sind wenig nachteilig, weil der Boden ausgetrocknet wird, auch die neuen Anbauten in Rom leiden wenig von der Malaria, da die direkte Einwirkung der Luft vermindert wird, sowie auch in engen Strafsen, z. B. im Ghetto, die Malaria nicht vorkommt, während die umliegenden Höhen, z. B. Monte Pincio, von der Malaria heimgesucht werden.

Diese Ansicht der italienischen Forscher wird durch die Erfahrungen in Afrika, dafs die Malaria inmitten der Wälder in milder Form auftritt, bestätigt.

Um dem Bacillus entgegenzuwirken, bleibt nur, da die Temperatur nicht zu ändern ist, die Trockenlegung und Abschliefsung der Luft. Die Trockenlegung der Niederungen kann in der Regel nur durch künstliche Wasserhebung geschehen, doch sollte man die Entwässerung nicht früher beginnen, bis eine vollständige Trockenlegung

*) Nadault de Buffon. Des submersions fertilisantes (1867), S. 469 u. s. w.
Clauson. On recent researches on Malaria. Engineering 1888, I. S. 207.
Flügge. Grundrifs der Hygiene. Leipzig 1889.
Hirsch. Handbuch der historisch-geographischen Pathologie, 2. Aufl., 1881.
Amersfoordt. Das Sumpffieber in Italien und die Mittel zur Bekämpfung desselben. Tijdschrift van het koninklijk instituut van Ingenieurs 1882—1883, 2. Lief., 1. Abteil., S. 38—45. Mit Karte.
Tommasi Crudeli. Sulla preservazione dell uomo nei paesi di malaria. Ann. di agric. No. 64.
Marchiafava u. Angelo Celli. Nuove ricerche sulla infezione malaria. Daselbst No. 96 u. 105.
Della influenza dei boschi sulla malaria dominante nella regione marittima della provincia di Roma. Daselbst No. 77.

zu erreichen steht, da durch die Senkung des Wasserspiegels Keime an die Luft kommen, welche sich vorher im Wasser nicht entwickeln konnten. Hierfür haben u. a. die Entwässerung des Haarlemer Meeres und die Senkung des Wasserspiegels im Thale des Mincio bei Mantua den Beweis geliefert und es ist eine in den Marschen bekannte Erscheinung, dafs bei Senkungen des Grundwassers die Malaria stärker auftritt.

In der Campagna bei Rom enthalten die ansteigenden Gelände häufig undurchlassenden Mergel und Thon unter durchlassendem Tuff, Sand u. s. w. Der Regen dringt durch diese Schichten, die weitere Fortbewegung hängt von der Bildung des Untergrundes ab. Hat der Untergrund Gefälle nach der Niederung, so zieht sich das Wasser allmählich in dieselbe, ist aber ein Gefälle nicht vorhanden, so sammelt sich das Wasser in unterirdischen Behältern, aus welchen es nur durch Verdunstung entweichen kann. Dies sind die Herde der Malaria, welche jedoch nach dem äufseren Ansehen als solche nicht zu erkennen sind. Nur Drainierungen und Ableitung des Wassers können Abhilfe gewähren.

Die Verbesserung der Malaria-Distrikte läfst sich somit durch die Ingenieurkunst bewerkstelligen, aber nur mit grofsen Kosten. Die Anlagen in der Campagna bei Rom sind ungenügend. Das Aufpflügen der Weidegründe läfst der Luft den Zutritt und vermehrt die Thätigkeit der Bacillen, die Anpflanzung der Sonnenblume hat keinen Erfolg und die Anpflanzung des Eukalyptus hat einen vollständigen Mifserfolg ergeben.

Wenn Malaria in einer Niederung sich findet, so mufs entweder gründliche Entwässerung erfolgen oder eine Bedeckung des Bodens mit Erde oder Wasser.

Zuleitung von schlammhaltigem Wasser und Ablagerung des Schlammes wird die Malaria vermindern und mit der Zeit gänzlich beseitigen. Nach Baccarini wurden aus dem Ombrone und der Bruna von 1828—1872 mittels selbstthätiger Ablagerung 116 Millionen cbm Erde behufs Erhöhung der Sümpfe entnommen. Ist das Terrain für Drainierungen u. s. w. zu niedrig und eine Kolmation unthunlich, so setzt man es zweckmäfsig unter Wasser, wie solches am See Avernus bei Neapel geschehen ist; die Tiefe wurde vergröfsert und die Seiten eingedämmt, dann wurde er mit Wasser gefüllt. Der Erfolg war vollständig. An den Abhängen ist Entwässerung das einzige Mittel.

---

2. Der Eukalyptus als Entwässerungsmittel.*)

Der Eukalyptus wurde zuerst im Jahre 1792 in Vandiemensland gefunden und 68 Jahre später zu Akklimatisationsversuchen benutzt. Es giebt 160 verschiedene Arten, von denen etwa ²/₃ in Algier und der Provence eingeführt wurden; einzelne Arten ertragen 10—12 Grad Kälte.

Der Eukalyptus hat eine bedeutende Absorptionsfähigkeit und rasches Wachstum, verbraucht daher eine Menge Feuchtigkeit, welche dem Boden entzogen im Dampfform der Luft überliefert wird; in hygienischer Beziehung sollen diejenigen Arten, deren

*) Lambert. Eucalyptus, culture, exploitation et produits. Paris 1874.

Martin. Der Eukalyptus und seine industriellen Anwendungen. Ann. des ponts et chaussées 1877, II. S. 411—452.

Markus. Das landwirtschaftliche Meliorationswesen Italiens 1881, S. 352—355. — Journal de l'agriculture 1881, I. S. 248. — Annales des ponts et chaussées 1887, Jan., S. 117.

Blätter aromatisch sind, am wirksamsten sein. Der *Eucalyptus globulus* (*blue gum tree*) erreicht in seiner Heimat 60—70 m Höhe, selbst 100 m, in der Provence und Algier fanden sich bereits vor einem Jahrzehnt Bäume von 35 m Höhe, in den Versuchsanlagen am Lago maggiore erreichten die Bäume (*amygdalina*) in 9 Jahren eine Höhe von 20 m. In Hamma bei Algier finden sich Stämme mit je 6 m Zuwachs in einem Jahre.

Das Holz wird nach fünfzehnjährigem Wachstum hart und ist als Nutzholz zu verwenden; zu diesem Zwecke eignet sich am besten die mit *Red gum* bezeichnete Art, welche auch in Gegenden gedeiht, in welchen *globulus* nicht fortkommt und auch nach den Erfahrungen in Algier gesundheitlich sehr günstig einwirkt.

Nach den Versuchen des Fürsten Trubestkoy bei Jetra am Lago maggiore hat sich *Eucalyptus amygdalina* am besten bewährt, namentlich wegen des raschen Wachstums, der Widerstandsfähigkeit gegen Winde und wegen des bedeutenden Gehalts an flüchtigen Ölen, welcher etwa viermal so grofs ist als bei den übrigen Arten.

Es wurden bei diesen Versuchen 1000 Stück auf das ha in 3 m Entfernung voneinander gepflanzt, nach fünf Jahren wurden bereits 500 Bäume, das Stück zu 4,8 M. verkauft. Diese Art verträgt einen Kältegrad bis zu 9 Grad Celsius.

In hygienischer Beziehung eignen sich in Sumpfgegenden am besten *Eucalyptus rostata*, *colossea*, *coriacea*, *amygdalina* und *robusta*.

In Italien und Algier sind in neuerer Zeit Eukalyptus in gröfserer Zahl angepflanzt, namentlich auch zur Verbesserung der gesundheitlichen Verhältnisse der Bewohner der Eisenbahnstationen und Wärterhäuser; nach den Mitteilungen des Senator Torelli sind die Erfolge günstig gewesen, während nach den Mitteilungen von Clauson (Engineering 1888) die Anpflanzungen des Eukalyptus in der Campagna bei Rom, wie bereits bemerkt ist, nur einen Mifserfolg aufzuweisen haben.

III. Bewässerungen.

I. Die Ausnutzung kleiner Quellen und Wasserläufe, sowie des Grundwassers zu Bewässerungen.*)

In Frankreich und Italien hat man in neuerer Zeit die Quellen und kleinen Wasserläufe in einer Weise ausgenutzt, welche auch in andern Ländern Nachahmung verdient.

Die Quellen, welche nicht benutzt werden, versumpfen das Terrain. Die Entwässerung geschieht durch Abfangen und Fortleiten des Quellwassers; das Wasser ist thunlichst hoch zu führen, damit die bewässerte Fläche vergröfsert wird. Die naheliegenden Quellen bis zu 100 m Entfernung voneinander und die Quellen mit geringer Ergiebigkeit werden in einem Bassin vereinigt; die Lage desselben mufs derart gewählt werden, dafs das Wasser einen nachteiligen Rückstau nicht verursacht. Das Bassin mufs sich in der Bewässerungszeit mindestens einmal in der Woche füllen. Die Ergiebigkeit wird durch Zinktafeln mit Einschnitt gemessen und wird berechnet nach der Formel

$$Q = 0{,}4\ L \,.\, h \sqrt{.2\, g\, h}.$$

Dem Bassin kann man jede Form geben, man macht es in der Regel quadratisch oder rechteckig, die Sohle wird nahezu horizontal angelegt, die Seitenmauern 0,1 bis 0,2 m über Normalwasser. Eine gröfsere Tiefe verringert zwar die Verdunstung, die Herstellung ist aber schwieriger, die Mauern müssen stärker werden und die Wasserverluste werden gröfser, in der Regel nimmt man 1 bis 2 m Wassertiefe.

Die Mauern stellt man in Frankreich ohne Mörtel aus Bruchstein oder Backsteinen her und hinterstampft die Wände mit Thon. Die Handhabung des Bassins geschieht häufig mittels eines Schützes oder einer Klappe, dies ist jedoch bei gröfserer Entfernung vom Wohnorte beschwerlich, es geht Wasser verloren, die Thonerde trocknet aus u. s. w. Besser ist ein Syphon, welcher das Bassin öffnet, falls es gefüllt ist, andere Vorrichtungen, wie z. B. der selbstwirkende Ablafs von Colin, sind zu kompliziert.

---

*) Chizzolini. Della ricerca ed. utilizzanione delle acque di sorgenti. Milano 1879.

Journal de l'Agriculture 1878, Tom. II, S. 192; 1879, Tom. III, S. 146, 190, 230, 272 und 303; 1884, Tom. IV, S. 141. — Politecnico 1884, S. 569 u. s. w. Daselbst 1885, S. 271 u. s. w. — L'Italia agricola 1891, S. 16. — Annales des ponts et chaussées 1877, I, S. 497. — Engineering 1888, I. — Genie civil 1887, Tom. XI.

Ronna. Les irrigations, Tom. III., 1890.

Hefs. Die Bewässerungsanlagen Oberitaliens. Hannover 1874.

Report of the commissioner of agriculture. Washington 1885.

Hinton. Progress report on irrigation in the united States. Washington 1891.

Hinton. Report of the special agent in charge of the artesian and underflow investigations for 1890. Washington 1891.

Jus. Les forages artésiens de la province de Constantine (Algérie). Résumé des traveaux éxécutés de 1856—1889. Constantine 1890.

Am einfachsten ist der automatische Heber, welcher zuerst von Burjoud 1840 bis 1850 zu diesem Zweck verwendet wurde, im Jahre 1853 wurde die Vorrichtung in Morvan und Limousin angewendet. Der obere Schenkel des Hebers liegt in der Höhe des Normalwassers, der untere Schenkel mündet in einer mit Wasser gefüllten Vertiefung in den Abflufs. Der Durchmesser des Hebers mufs im Verhältnis zu der Ergiebigkeit der Quellen stehen, damit die Zeit des freien Durchlaufes ohne Druck vermindert wird. Nach Chabaneix haben die Erfahrungen folgendes Verhältnis als zweckmäfsig ergeben:

Ergiebigkeit der Quellen	Durchmesser des Hebers
Liter	Millimeter
0,01	27
0,05	56
0,10	72
0,50	138
1,00	178

Die Druckhöhe zwischen Binnen- und Aufsenwasser ist mit 0,01 m auf das laufende Meter Heber reichlich berechnet, doch ist es zweckmäfsiger, die Differenz für Röhren von weniger als 0,1 m Durchmesser mit 0,2 bis 0,25 m und für Röhren über 0,1 m Durchmesser mit 0,15 bis 0,2 m anzusetzen, damit das Aufsaugen plötzlich nach Erreichung des unteren Endes aufhört. Der Heber kann aus Gufseisen, Cement oder Thon hergestellt werden, ein Heber aus Gufseisen von 0,005 m Wandstärke, 3 m Länge und 0,06 m Durchmesser wiegt 24,3 kg und kostet 5 M., billiger und dauerhafter sind Thon- und Cementröhren. Die Vertiefung oder Schale, in welche der untere Schenkel mündet, mufs derart angeordnet sein, dafs man etwa eingetriebene Gegenstände mit der Hand entfernen kann, auch ist die Anbringung eines Drahtgitters erforderlich. Durch Herstellung eines Staues unterhalb des Abflusses kann man den Heber aufser oder in Thätigkeit setzen.

Für die Winterbewässerung nimmt man zur Abtrocknung einen Turnus von 5—15 Tagen an, für die Sommerzeit von 3—10 Tagen, je nach den Verhältnissen. Für die Sommerbewässerung rechnet man bei guter Verteilung 300 cbm f. d. ha zum Anfrischen einmal in der Woche, also von April bis September 26 Bewässerungen und rund 8000 cbm, doch geben auch geringere Wassermassen noch gute Erträge, sodafs bei einer Quelle, welche in dieser Zeit 2500—3000 cbm liefert, das Aufspeichern sich bezahlt macht.

Zweckmäfsig ist die Einleitung des Abfallwassers aus den Häusern und Ställen in das Bassin.

Ein selbstwirkender Heber ist an der oberen Allier nach dem System Giral in Gebrauch. Der Fufs des knieartig gebogenen Hebers ruht in einer Umhüllung, welche dem Heber freie Bewegung sichert; durch das im Bassin ansteigende Wasser wird der Heber gehoben, bis eine Kette mit Gewicht die weitere Hebung verhindert, das Wasser steigt weiter und füllt mittels eines kleinen Hebers eine Kammer, dadurch wird der Heber abwärts gesenkt, derselbe saugt an und leert das Bassin.

Liegen die Wasseradern so tief, dafs dieselben nicht unmittelbar an der Oberfläche zu Tage treten, so müssen Vorrichtungen getroffen werden, um den Ausflufs des Wassers zu erleichtern.

In Limousin legt man 3 bis 4 m tiefe Gallerien (*renards*) an, in der Regel gewölbt, 1 m hoch und 0,6 m weit, 20—30 m lang, welche in ein Bassin (*pêcherie*) münden. Das Bassin erhält 30—800 cbm Fassungsraum und wird in 20—90 Stunden gefüllt.

Im Innern von Asien gewinnt man Wasser zu Bewässerungszwecken durch das System der „Kerise“, eine Anzahl tiefer Brunnen am Fuſse des Hügellandes, welche unter sich durch Gallerien verbunden sind. In der Thalrichtung werden in 50—100 m Entfernung Cisternen angelegt und diese Anordnung wird fortgesetzt, bis sich die Tiefe der Cisterne auf 0,6 m vermindert hat. Die Gallerien zur Verbindung gestatten das Durchkriechen eines Mannes. Die Länge dieser Anlagen geht bis 60 km.

Seit Jahrhunderten wird das Grundwasser in Oberitalien zur Bewässerung benutzt, die Verhältnisse sind zwischen den Gebirgen und dem Po auſserordentlich günstig, da das Grundwasser in den durchlassenden oberen Schichten in 2—4 m Tiefe in der Richtung des Gefälles zum Abzug gelangt. Das Wasser kann wegen seiner hohen Temperatur 8—10° über Null im Winter zur Bewässerung der Winterwiesen *(Marcite)* benutzt werden, während es im Sommer in der Regel mit anderem Wasser vermischt werden muſs, weil die gleichmäſsig bleibende Temperatur für den Sommer zu niedrig ist.

Die Aufschlieſsung dieser Quellen *(fontanile)* wird mit der gröſsten Sorgfalt bewirkt; auch jetzt noch werden von Leuten, welche sich diesem Geschäfte widmen, die zur Anlage zweckmäſsigen Stellen angegeben. Bei der groſsen Zahl schon vorhandener Quellen ist die Anlage neuer immerhin schwierig und es muſs sorgfältig vermieden werden, anderen Brunnen so nahe zu kommen, daſs ein nachteiliger Einfluſs sich bemerkbar macht; die alten Statuten von Mailand schrieben vor, daſs neue Quellen nicht unter 130,5 m von den älteren entfernt angelegt werden dürfen, doch finden sich nicht selten Einwirkungen neuer Quellen auf schon vorhandene weit über dieses Maſs hinaus.

Fig. 13.

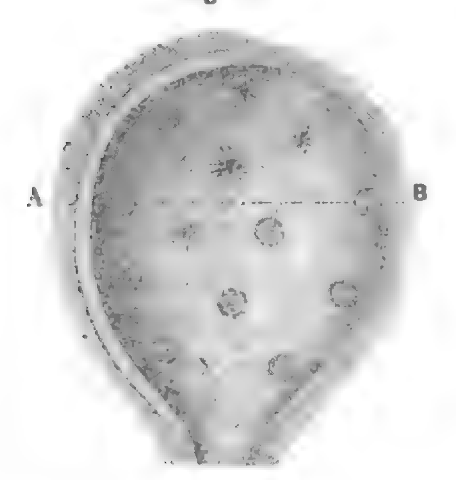
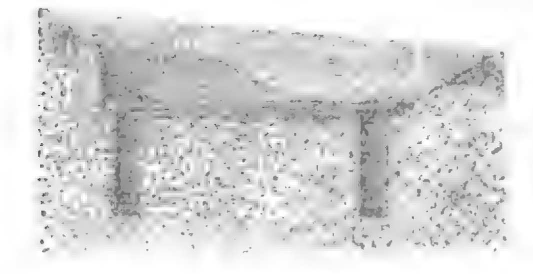


Fig. 14. Schnitt *A B*.



Man hält eine Quelle für genügend, wenn dieselbe mindestens 6—7 Liter auf $^1/_3$ Quadratmeter Fläche in der Minute giebt und ermittelt den Ertrag in einer Grube durch Ausschöpfen und Ansteigen des Wassers.

Die Anlagen zum Auffangen der Quellen sind im XIV. Kapitel dritten Bandes des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften (2. Aufl.), S. 390 bereits angegeben und können daher übergangen werden, es mag hier nur die von Chizzolini mitgeteilte Zeichnung eines Brunnens in der Provinz Brescia mitgeteilt werden, s. Fig. 13 u. 14.

Die Seiten des Bassins werden je nach den Bodenverhältnissen und der Tiefe verschieden behandelt, entweder in Mauerwerk oder Faschinen oder nur als Erdböschungen. Damit das Grundwasser von den Seiten zuflieſsen kann, ist das Mauerwerk mit Öffnungen zu versehen und die Lage der Faschinen zu wechseln, um dem Wasser Durchlaſs zu verschaffen.

Im Jahre 1861 wurde von dem Ingenieur Calandra die Anwendung eiserner Röhren statt der hölzernen Tonnen in Vorschlag gebracht; dies ist in neuerer Zeit mehrfach in Ausführung gekommen. Die Röhren aus Schmiede- oder Guſseisen werden in Durchmessern von 30, 43, 58, 78 und 98 mm angesetzt, die Länge beträgt 3—4 m. Eine gröſsere Anlage hat das Konsortium Olonna im Jahre 1878 ausgeführt, 200—250 Röhren sind verwendet und es war Bedingung, daſs jedes Rohr von 70 mm Durchmesser nicht unter 1 Liter in der Sekunde, bei 90 mm Durchmesser aber das Doppelte liefern sollte.

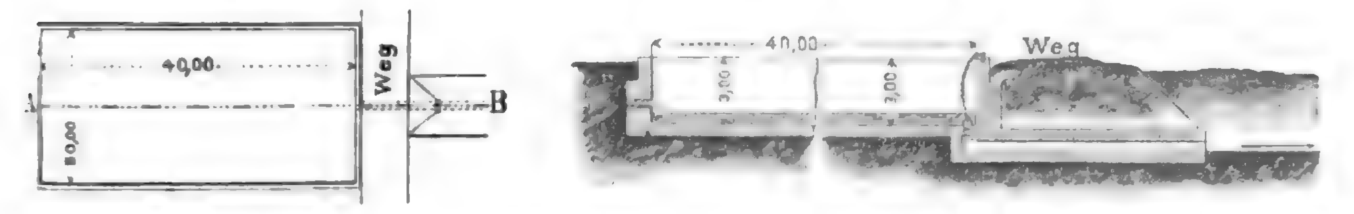
Die Prüfung ergab folgendes Resultat:

Durchmesser	im Mittel Liter	Minimum Liter	Maximum Liter
70 mm	1,05	0,3	2,6
90 mm	3,51	0,31	2,5

Ein Liter Wasser kostet danach für Röhren von 70 mm Durchmesser 110 M., von 90 mm Durchmesser 90 M., also sind die letzten Röhren um 20% billiger. Die Mailänder Unze kostet demnach aus Quellen bezogen 3640 M., während beim Bezuge aus den Bewässerungskanälen der Preis 16000—20000 M. beträgt.

Fig. 15 u. 16. *Bassin de los Frailes.*

Fig. 15. Situation. Fig. 16. Schnitt nach *A B*.



In Spanien finden sich nach Aymard ähnliche Anlagen, Bassins mit gemauertem Boden und Seitenwänden (*balsas*). Fig. 15 u. 16 ergiebt eine Anlage an der Strafse von Alicante nach Elche; das Bassin, welches 40 m lang, 20 m weit und 3 m tief ist, wird durch eine Quelle gespeist, welche 1,4 m über dem Boden mündet und etwa 2 Liter in der Sekunde liefert. Vermittels eines Spundes von 0,2 m Durchmesser kann das Bassin mit dem gemauerten Abzug unter der Strafse in Verbindung gesetzt werden. Der Fassungsraum unterhalb der Quelle beträgt 1120 cbm und füllt sich in 6—7 Tagen, es kann daher wöchentlich eine Bewässerung veranstaltet werden. Rechnet man eine Wasserschicht von 0,05 m, so lassen sich jedesmal 2 ha bewässern und da nur 2—3 Bewässerungen im Jahre für Getreide, Wein, Oliven erforderlich sind, so ist die Fläche nicht unerheblich.

Das Bassin von Garcia, 2 km von Alicante, wird nur durch Regenwasser gefüllt, es ist 124 m lang, 40 m breit und 4 m tief, zur Verminderung der Verdunstung in zwei Teile geteilt und dient zur Bewässerung. Durch zwei von dem Bassin ausgehende divergierende Dämme, welche etwa 1 m hoch sind, wird eine Fläche von 2—3 km Länge und an der Basis vor den Hügeln von gleicher Breite eingeschlossen und das von den Hügeln herabströmende und auf das Niederschlagsgebiet fallende Wasser, soweit solches nicht in den Boden zieht, nach dem Bassin abgeleitet.

Das Verhältnis des Niederschlags zu der für Bewässerungen nutzbaren Wassermenge ist je nach den örtlichen Verhältnissen sehr verschieden; Pareto rechnet höchstens 0,5, davon ist noch abzuziehen die Verdunstung; den Verlust des gesammelten Wassers durch Sickerung und Verdunstung kann man zu $^1/_4$ annehmen.

Liegt der Grundwasserstand so tief, dafs ein Austreten des Wassers und natürlicher Abflufs auf die zu bewässernden Grundstücke nicht zu erreichen steht, so mufs man zur Anlage von Brunnen schreiten.

In sehr bedeutender Ausdehnung ist diese Beschaffung des Wassers schon in den ältesten Zeiten in Indien zur Anwendung gekommen und hat jetzt trotz der bedeutenden Kanalanlagen teils zur Unterstützung derselben, namentlich für Grundstücke, welche über dem Wasserstand der Kanäle liegen, noch immer eine grofse Bedeutung, insbesondere für die vereinzelt liegenden Feldmarken.

Die Brunnen werden entweder als beständige Bauwerke mit Ausmauerung hergestellt oder ohne jegliche Sicherung der Seitenwände; dieselben können sich nur in festem Thonboden längere Zeit halten, in leichtem Boden stürzen die Wände bei starkem Regen ein und dauern in der Regel kaum ein Jahr. Die mit Ziegelsteinen hergestellten Brunnen kosten je nach der Tiefe 160—1000 M. Das Wasser wird mit den einfachsten Vorrichtungen gehoben; ein persisches Rad mit zwei paar Ochsen dient zur Bewässerung von 8 ha. Bei anhaltender Trocknis versagen die Brunnen und es tritt Hungersnot ein; diese Übelstände haben zur Anlage der grofsen Kanäle Veranlassung gegeben, durch welche auch in trockenen Zeiten die Bewässerung thunlichst ermöglicht wird.

Die grofse Bedeutung der Bewässerung durch Brunnen ergiebt die Ausdehnung der auf diese Weise in Indien bewässerten Grundstücke (rund 5 Millionen ha), während die vermittels der Kanäle bewässerte Fläche nur 3¼ Millionen ha und die gesamte bewässerte Fläche 11,8 Millionen ha beträgt. Die Differenz von rund 3½ Millionen ha kommt auf Bewässerung durch Inundationen, durch Reservoire u. s. w.

Im südlichen Frankreich und in Spanien ist die Bewässerung aus Brunnen mittels der bekannten Noria sehr verbreitet, namentlich zur Bewässerung von Gemüsen. Die Noria wird von einem Maulesel oder einem Pferd getrieben. In Vaucluse sind etwa 3000 derartige Vorrichtungen in Betrieb und die Konstruktion ist in neuer Zeit dadurch sehr verbessert, dafs sämtliche Teile aus Bronze und Zink hergestellt sind. Eine Noria aus 4 m Tiefe schöpfend mit Bechern von 20 Liter Gehalt kostet 400 M. und hebt von einem Pferde getrieben 1000 Liter in der Minute oder rund 16 Liter in der Sekunde. Zur Beförderung des Zuflusses nach den Brunnen werden häufig 3—4 m lange Gallerien in der Richtung normal zum Gefälle des Grundwassers angelegt.

In Algier wird vielfach aus Quellen und Grundwasser bewässert. Die Oase Zab westlich von Biskra wird von 42 Quellen bewässert, welche im ganzen 2500 Liter in der Sekunde liefern, die Quelle Oued Mlilih liefert allein 700 Liter in der Sekunde. An der Meeresküste bei Algier wird behufs des Gemüsebaues das Grundwasser in Bassins von 40 cbm Gehalt gehoben. Wird das Grundwasser erst in gröfserer Tiefe angetroffen, so wird die Anlage von artesischen Brunnen erforderlich, welche in neuerer Zeit in den warmen und heifsen Ländern behufs Bewässerung in grofser Zahl und zum gröfsten Teil mit Erfolg angelegt sind. Die Anlage erfordert ein genaues Studium der geologischen und Gefällverhältnisse und der schon bestehenden tiefen Brunnen; Vorsicht ist erforderlich, da die Kosten der Tiefbohrungen erheblich sind.

In Parma wurden in den Jahren 1880—1889 artesische Brunnen behufs Bewässerung in grofser Zahl angelegt, die Brunnen sind aber im Ertrage zurückgegangen und haben zum Teil aufgehört Wasser zu liefern. Man leitet diesen ungenügenden Erfolg daraus her, dafs die in zu geringen Entfernungen voneinander angelegten Brunnen eine unzureichende Tiefe von 20—30 m und dafs die Röhren einen zu geringen Durchmesser erhalten haben.

In Australien schreibt Darley den Mifserfolg vieler artesischen Brunnen dem Umstand zu, dafs die verwendeten Röhren nicht wasserdicht gewesen sind, weshalb das Wasser in das umgebende Terrain einzog. Andere artesische Brunnen, z. B. in Frome County, Süd-Australien, 650 km von Adelaide, welche 113 m tief sind, liefern 45400 Liter täglich. Man hofft sogar die sog. Wüste zwischen dem Küstendistrikte und den Weidegründen im Innern durch Tiefbohrungen zur Kultur zu bringen.

In Colorado und Californien haben die artesischen Brunnen eine ausgedehnte Anwendung gefunden, namentlich im Joaquin-Thal in Californien, woselbst ein reichlicher

Wasserzuflufs aus der Sierra Nevada stattfindet. Im Staate Illinois wird das Wasser der artesischen Brunnen zur Bewässerung der Gärten und Wiesen benutzt; da der Wasservorrat gering ist, so läfst man das Wasser nicht überfliefsen, sondern feuchtet nur den Boden an.

In der Provinz Buenos-Ayres finden sich im nördlichen Teile zwei wasserführende Schichten, die obere liegt 2—3 m unter dem Niederungsterrain, die zweite noch um 25 m tiefer; man hofft auch dort die Kultur durch Anlage einer grofsen Zahl artesischer Brunnen zu befördern.

In Algier findet sich die Bewässerung mit artesischen Brunnen in grofser Ausdehnung in dem breiten Thale des Oued Rir, welches eine Länge von 130 km hat, die Hauptstadt ist Tugurt. Seit der französischen Occupation im Jahre 1856 hat sich die Anzahl der artesischen Brunnen, welche 70—75 m Tiefe haben, sehr vergröfsert, die neuen Brunnen sind mit eisernen Röhren hergestellt und einzelne Brunnen geben 100 Liter in der Sekunde, z. B. Sidi Amram, im Jahre 1884 erbohrt; 50—67 Liter finden sich nicht selten. Eine Abnahme der Ergiebigkeit ist nur in einzelnen Fällen, wenn die Brunnen einander zu nahe angelegt sind, beobachtet.

Den bedeutenden Einflufs dieser Anlagen auf den Wohlstand ergiebt die nachfolgende Übersicht (Genie civil 1887, Tom. XI):

	1856	1886
Zahl der Oasen im Oued Rir	31	43
Zahl der artesischen Brunnen	282	506
Lieferung in Liter f. d. Sekunde	885	4 000
Zahl der Dattelbäume	360 000	660 000
Zahl der Obstbäume	40 000	100 000
Ungefährer Wert der Oase	1 660 000	8 500 000
Einwohner	6 800	13 000

Nach dem Vorstehenden dürfte in Mitteleuropa eine gröfsere Sorgfalt zur Benutzung der kleinen und unterirdischen Gewässer sich empfehlen, da es eine bekannte Erscheinung ist, dafs die Gewässer im Sommer in ihrer Ergiebigkeit nachlassen und auch schon bei vielen Flüssen eine so bedeutende Entnahme zu Bewässerungen stattfindet, dafs auf eine Vergröfserung dieses Wasserbezugs in trockenen Zeiten nicht zu rechnen ist.

Vor allem ist die Nutzung der Quellen und kleinen Wasserläufe unterhalb des Höhen- und Hügelterrains von grofsem Nutzen, da man durch Aufspeicherung und zeitweises Ablassen der aufgefangenen Quellen nicht allein die Grundstücke durch Bewässerung verbessert, sondern die durch das austretende Grundwasser versumpften Flächen trocken legt. Die Ausführung gründlicher Studien über die Verhältnisse der Grundwasserschichten würde in vielen wasserarmen Gegenden ohne Zweifel zur Fassung und Ableitung der Quellen und des Grundwassers führen und ein bedeutendes Kulturmittel werden. Die Hebung des Wassers aus Brunnen wird wegen den erheblichen Kosten nur bei intensiver Kultur (Gemüsebau u. s. w.) am Platze sein.

2. Das Binnenmeer in Afrika.*)

Bereits im Jahre 1845 wurde von Violet d'Aoust darauf hingewiesen, dafs im nördlichen Afrika südlich der Bucht von Gabès grofse Flächen unter Meeresspiegel vorhanden seien. Durch mehrfache spätere Beobachtungen wurde solches bestätigt und im Jahre 1869 machte Lavigne in der „Revue moderne" den Vorschlag, die Landenge von Gabès behufs Zuleitung des Meerwassers in die Niederungen zu durchstechen.

Fig. 17.

M. 1 km = 0,2 mm (1 : 5000000).

Die aus kleinen Kreuzen bestehende Linie bezeichnet die Grenze zwischen Tunis und Algier.

Der Kapitän Roudaire, welcher in den Jahren 1872—75 mit trigonometrischen Arbeiten in Algier betraut war, untersuchte die Höhenlage der Niederungen und veröffentlichte in der „Revue des deux mondes" eine Abhandlung, in welcher er die Ein-

*) Cosson. Sur le projet de création en Algérie et en Tunisie d'une mer intérieure. Paris 1882. (Enthält auch die gesamte ältere Litteratur über diesen Gegenstand.)

Hauet. Note sur la mer intérieure. Mémoire de la société des ingénieurs civils 1883, II, S. 110.

Roudaire. La mer intérieure Africaine. Daselbst S. 484 und Verhandlungen S. 595; s. auch Centralbl. d. Bauverw. 1886, 23. Okt.

leitung des Meerwassers in die Niederungen empfahl; seit jener Zeit verfolgte er mit der gröfsten Beharrlichkeit den Plan, ein Binnenmeer in Afrika herzustellen. Anfänglich handelte es sich nur um Durchstechung des Höhenzugs am Meer (s. Fig. 17) von etwa 48 m Höhe, dann stellte es sich aber heraus, dafs die Niederung Chott el Djerid über Meeresspiegel lag, und es mufste eine Fortsetzung des Kanals bis zu dem Chott el Rharsa und Durchstechung der 45 m hohen Erhebung zwischen Djerid und Rharsa in Aussicht genommen werden.

Die Niederung Chott el Djerid liegt gänzlich im Gebiete von Tunis, die Chott el Rharsa gröfstenteils, der kleinere Teil aber und die westlich belegene Niederung Chott el Melghir gänzlich in Algier. Die Niederungen sind unfruchtbar und enthalten Salzniederschläge, welche im Chott el Djerid bis 1 m und darüber hinaus mächtig sind. Die unter Meereshöhe belegenen Niederungen haben nach Roudaire folgende Flächen: Chott el Melghir 6900 qkm, Chott el Rharsa 1300 qkm, im ganzen 8200 qkm; die mittlere Wassertiefe ist zu 24 m angenommen. Der Zuleitungskanal würde eine Länge von fast 200 km, 30 m Sohlenbreite und 14 m Wassertiefe erhalten, die Böschungen sind 1½fach, im Wasserspiegel beträgt danach die Breite 72 m. Nach den Bazin'schen Formeln berechnet Roudaire die Konsumtion des Kanals zu 704 cbm in der Sekunde, und es soll diese Wassermasse genügen, um die Verdunstung der Wasserfläche zu ersetzen. Der Boden ist Sand mit Mergelschichten.

Unter Annahme des sehr niedrigen Einheitspreises von 40 Pfennig für das Kubikmeter auszuhebenden Bodens berechnet Roudaire die Kosten der Erdaushebung zu 104 Millionen Mark.

Von der französischen Regierung wurde am 27. April 1882 eine Kommission zur Untersuchung der Angelegenheit eingesetzt; dieselbe erstattete am 28. Juli 1882 ihren Bericht an den Präsidenten der Republik, sie ermittelte die Kosten auf mindestens 1040 Millionen Mark und auf Grund dieses Berichtes wurde von der Regierung beschlossen, dem Unternehmen weitere Unterstützung nicht angedeihen zu lassen. Eine zweite freie Kommission unter Lesseps Vorsitz, welche aus Bauunternehmern und Civil-Ingenieuren bestand, hat das Terrain studiert und im Jahre 1883 ein günstiges Urteil über das Projekt abgegeben. Die Vorteile des Unternehmens sollen bestehen in der Herstellung ein Schiffahrtsweges bis an die Wüste Sahara, Abgabe von Wasser zur Kultur ausgedehnter Flächen und Entwässerung von bedeutenden Flächen, auch wird auf die Erhebung von Schiffahrtsabgaben grofses Gewicht gelegt und eine Besserung der meteorologischen Verhältnisse in Aussicht gestellt.

Von den Gegnern des Projektes wird hervorgehoben, dafs der Schiffahrtsverkehr nicht erheblich sein wird, da die Karawanen nur wenig Massengüter heranschaffen und dafs ein Einflufs auf die meteorologischen Verhältnisse nicht stattfinden wird, wie auch z. B. das Rote Meer sehr geringen Einflufs auf die benachbarte Wüste ausübt; sollte aber eine gröfsere Feuchtigkeit eintreten, so würde dieselbe unter dortigen Verhältnissen die gesundheitlichen Zustände verschlechtern.

Die Zuleitung von Wasser auf gröfsere Flächen würde bedeutende Kosten erfordern und wegen der selbst in Algier unter günstigen Verhältnissen nur schwachen Kolonisation nicht rentieren. Für das Hauptprodukt der Datteln wird ein Nachteil durch die Anlage befürchtet.

Von dem Ingenieur Hauet ist unter günstigen Annahmen folgende Berechnung des jährlichen Nutzens durch das Binnenmeer aufgestellt:

Grundbesitz und Kulturen	800000 M.
Salinen	432000 „
Fischerei	320000 „
Forsten	400000 „
im ganzen . .	1952000 M.

oder rund 2 Millionen Mark.

Hieraus wird der Schlufs gezogen, dafs bei einer Verzinsung von 5 Prozent der Kanal nicht über 36 Millionen Mark kosten dürfte, und diese Berechnung ist noch sehr günstig, da die Zinsen während der 10jährigen Bauzeit und die ganz allmähliche Entwickelung der Kolonisation nicht in Anschlag gebracht sind.

---

3. Bewässerung mit Abfallwasser der Zuckerfabriken.*)

Der Verbrauch einer Zuckerfabrik, welche mit Diffusionsverfahren arbeitet, beträgt für je 1000 Centner Rüben 759½ cbm Wasser. Nach Bodenbender liefert eine Fabrik, welche täglich 4000 Centner Rüben verarbeitet, ebensoviel Abfallwasser, wie eine Stadt von 20000 Einwohnern und dasselbe enthält ebensoviel organische Stoffe, wie das Abfallwasser einer Stadt von 50000 Einwohnern.

Die Abfallwässer gehen sehr leicht in Fäulnis über, namentlich bildet sich Schwefelwasserstoff; an den Rändern der Flüsse, in welche derartiges Wasser abgeleitet wird, lagert sich ein schwärzlicher übelriechender Schlamm ab, die Fische sterben, Mühlenräder werden mit einem Filz überzogen, Brunnen in der Nähe des Flusses verunreinigt u. s. w.

Der Gehalt des Abfallwassers an Düngstoffen schwankt innerhalb gewisser Grenzen; als Beispiel wird vom Professor Schulze angegeben, dafs die Zuckerfabrik von Mattierzoll täglich 252,4 kg Kali, 123,6 kg Stickstoff, 40,7 kg Phosphorsäure liefert; die Fabrik Hessen liefert täglich 256,1 kg Kali, 197,2 kg Stickstoff und 49,4 kg Phosphorsäure. Der Wert dieser Stoffe kann in einzelnen Fabriken auf 20000 M. veranschlagt werden; es ist daher volkswirtschaftlich ein grofser Fehler, die Abfallwasser ohne Reinigung in die Wasserläufe zu senden, ganz abgesehen von den sanitären Nachteilen eines derartigen Verfahrens.

Das chemische Verfahren klärt die Abfallwässer, reinigt dieselben aber nicht und in neuerer Zeit hat sich immer mehr die Ansicht Bahn gebrochen, dafs die Berieselung mit Abfallwasser die beste Ausnutzung des dungreichen Wassers und die gröfstmögliche Reinigung des Wassers biete. Diese Bewässerungen sind meistens nach dem System Elsässer ausgeführt, nach welchem die Abwässer einer natürlichen Abgärung unterzogen und dann zur Berieselung verwendet werden. In der Fabrik Roitsch im Regierungsbezirk Merseburg leitet man nach diesem System sämtliche Fabrikwässer mit Ausnahme des Kondensationswassers in der Nähe der Fabrik in zwei grofse Sammel- oder Gährbassins, von welchen jedes 50 m lang und 20 m breit und 2 m tief ist. Das Wasser

---

*) König. Die Verunreinigung der Gewässer, deren schädliche Folgen nebst Mitteln zur Reinigung der Schmutzwässer. Berlin 1887.

Schulze. Vortrag in der Generalversammlung des Centralvereins Braunschweig, März 1891.

Jurisch. Verunreinigung der Gewässer. Eine Denkschrift. Berlin 1890.

geht von dem ersten in das zweite Bassin, in letzterem befindet sich das Saugrohr der Pumpe, durch welche das Wasser auf die Höhe des Rieselterrains gehoben wird. Zur Oxydation des abfliefsenden Wassers wird dasselbe durch einen Kasten geleitet, in welchen Luft gepumpt wird. Die Rieselfelder sind in Parzellen eingedämmt und das Wasser wird wechselweise zugeleitet; die Ableitung erfolgt durch Drainage.

Es wurden in Roitsch 1880/81 in 24 Stunden 4500 Centner Rüben verarbeitet und das Rieselterrain bestand aus 10 ha Wiesen- und $1^1/_2$—2 ha Ackerland.

Die Erfolge wurden in der Campagne 1884/85 von einer Regierungs-Kommission geprüft, das tägliche verarbeitete Quantum Rüben war auf 5200 Centner gesteigert, die Reinigung war vollständig, sodafs die Kommission sich dahin aussprach, dafs das abfliefsende Wasser ohne Bedenken auch dem kleinsten Wasserlaufe zugeführt werden dürfe. Die Kosten der Anlage werden reichlich durch den erhöhten Ertrag ersetzt.

Nach dem System Elsässer ist ferner die von der Kommission ebenfalls untersuchte Anlage der Zuckerfabrik Wahren & Comp. in Querfurt hergestellt, nur werden die Abwässer durch 24 gemauerte Bassins geführt, deren jedes 3,5 m im Quadrat hält. Die Bassins lassen sich einzeln ausschalten und durch Schützen in das Schlammsammelbassin entleeren, aus welchem ein Baggerwerk den Schlamm in den grofsen Schlammteich hebt. Die Lage des Schlammteiches ist so hoch, dafs das Wasser zeitweise in das nächste Bassin abgelassen werden kann und es wird dadurch eine gute Entwässerung erreicht. Die Rieselfläche beträgt 9 ha und ist seit drei Jahren in Wirksamkeit, die Ergebnisse sind günstig, werden aber mit der Zeit noch besser werden.

Im Braunschweigischen Gebiete bewässern von 32 Zuckerfabriken bereits 24, doch sind die Flächen zur landwirtschaftlichen Ausnutzung des Abfallwassers zu gering.

Die Fabrik Hessen hat ebenfalls Bewässerungsanlagen nach Elsässer, die Menge des Abfallwassers beträgt stündlich 208 cbm, dasselbe wird in Klärbassins gereinigt, die Bewässerungsfläche beträgt 20 ha. Die nachstehende Tabelle ergiebt die bedeutende Reinigung des Abfallwassers aus den Fabriken Hessen und Mattierzoll.

	Datum der Probe-nahme	Trocken-substanz g	Glüh-verlust	Suspen-dierte Stoffe g	Gesamtstick-stoff mg	Ammoniak-stickstoff mg	Phosphorsäure mg	Kali mg	Kalk mg	Chlor mg	Schwefel-wasserstoff.
Hessen, vor der Berieselung	19./11. 89	1,4325	0,5825	0,5463	42,1	19,9	14,4	54,4	204,0	—	Vorhanden.
nach „ „	„	0,8882	0,1140	0,0200	7,8	1,2	2,2	12,9	306,7	—	Nicht wahrnehmbar.
vor „ „	3./12. 89	1,4908	0,7485	0,5529	47,4	25,3	11,5	55,6	189,8	34,6	Vorhanden.
nach „ „	„	0,8568	0,1175	0,0220	5,8	1,3	3,2	13,8	275,8	44,5	Nicht wahrnehmbar.
vor „ „	22./12. 90	1,0139	0,3616	0,1838	36,7	5,0	7,4	50,9	177,8	24,7	Vorhanden.
nach „ „	„	0,9230	0,1039	0,0210	4,8	0,2	1,0	8,7	280,7	44,5	Nicht wahrnehmbar.
vor „ „	15./1. 91	0,9629	0,3875	0,1568	31,8	5,0	6,4	44,0	175,8	27,2	Vorhanden
nach „ „	„	0,9380	0,1998	0,0270	9,6	0,4	1,9	11,6	287,7	42,0	Nicht wahrnehmbar.
Mattierzoll, vor der „	3./12. 89	1,1312	0,4200	0,1498	23,6	12,2	8,9	43,6	—	39,5	Spuren.
vor „ „	23./12. 90	1,2796	0,5814	0,1518	24,9	2,5	7,0	55,5	180,8	29,6	Nicht wahrnehmbar.
nach „ „	„	0,9240	0,1099	0,0200	6,3	0,8	1,9	19,3	272,7	34,6	„

Zur Reinigung des Abfallwassers genügen 3—4 ha auf je 1000 Centner täglich verarbeitete Rüben, zur Ausnutzung der Düngstoffe, namentlich des Stickstoffes, ist aber eine 5—10fache Fläche erforderlich; die Ausdehnung dieser Flächen ist daher von der

gröfsten Bedeutung; in einzelnen Fällen möchte es sich wohl rentieren, das Abfallwasser zur Bewässerung von Acker- und Gartenländereien künstlich zu heben.

Das Bewässerungssystem läfst sich bei durchlassendem Boden dadurch vereinfachen, dafs die Drainage weggelassen und nur eine einfache oberirdische Berieselung angewendet wird; unter günstigen Verhältnissen sind hiermit gute Resultate erzielt.

---

4. Die Bewässerung der Weinberge zur Vertilgung der Reblaus und zum Schutz gegen dieselbe.*)

Die Verheerungen der Reblaus traten zuerst im Jahre 1865 in Frankreich auf; im Jahre 1868 wurde der Grund dieser Krankheit der Rebe erkannt. Das Wasser hat zuerst Dr. Seigle als Gegenmittel verwendet, ausgebildet wurde jedoch die Methode durch Faucon auf seinem Gute Mas de Fabre im Jahre 1870 und im Jahre 1874 fand die Anwendung der Inundation der Weinberge in gröfserem Mafsstabe statt.

Von den 1 838 000 ha Weinbergen Frankreichs waren 4 bis 500 000 ha von der Reblaus ergriffen oder bedroht; die Untersuchungen ergaben in der Hauptsache drei Mittel: Inundation, Anwendung von Schwefelkohlenstoff und Verwendung amerikanischer Reben, welche gegen die Reblaus widerstandsfähig sind. Das letztere Mittel wurde im grofsen Mafsstabe angewendet, im Jahre 1881 waren 8904 ha in 17 Departements mit amerikanischen Reben bepflanzt, im Jahre 1889 = 299 801 ha in 44 Departements.

Im Jahre 1889 waren 100 000 ha Weinberge künstlich geschützt, 30 000 ha durch Inundation und 58 000 ha durch Anwendung von Schwefelkohlenstoff. Die Inundation konnte sich nur langsam ausbreiten, da die Zuführung des Wassers schwierig war, nach dem Gesetze vom 15. Dezember 1888 wird aber die Bildung von Genossenschaften zur Vertilgung der Reblaus genehmigt und die Grundbesitzer müssen sich nun die Durchführung der Kanäle gegen Entschädigung gefallen lassen.

In Algier finden sich 100 000 ha Weinberge und die Schutzmafsregeln gegen die Reblaus sind auch dort von Erfolg gewesen.

In Italien ist die Fläche der infizierten oder bedrohten Weinberge 160 000 ha, in Ungarn war am 1. Januar 1889 das Gebiet der Reblaus 115 000 ha oder $^1/_3$ der gesamten Weinberge, 42 000 ha sind vollständig zerstört, im Jahre 1889 trat die Reblaus in 182 Gemeinden neu auf. In Österreich sind von 60 000 ha Weinbergen 15 000 von der Reblaus infiziert, in Spanien und Portugal ist die Reblaus ebenfalls stark verbreitet.

---

*) Chauzit und Trouchaud Verdier. La submersion des vignes. Montpellier 1888. Auch Genie civil, Tom. XI, 1887.

Barral. La lutte contre le phylloxera. Paris.

Ambroy. La submersion des vignes. Montpellier 1882.

Annales de l'agriculture 1881, I. S. 172; 1883, I. S. 484; 1886, I. S. 628; 1887, II. S. 131 u. 162; 1888, I. S. 852 u. 896 und II. S. 64, 1888, S. 987; 1890, I. S. 289.

Ronna. Les irrigations, Bd. III. S. 209 und II. S. 500.

Convert. Articles sur la submersion. Journal d'agriculture pratique 1885.

Vanuccini. Mémoire sur l'irrigation. Messager agricole 1885.

Léon Philippe. Mitteilungen über den Entwurf von Bewässerungskanälen im Rhone-Thal und ihren Nutzen für die Weinberge. Referat für den III. internationalen Binnenschiffahrts-Kongrefs (Frankfurt a. M. 1888). 5. Frage.

Die Qualität des Wassers, welches zur Stauung benutzt werden soll, kommt weniger in Frage, Ablagerung guter Sinkstoffe aus Flufswasser befördern die Fruchtbarkeit, der Gehalt an Chlornatrium und Chlormagnesium ist insofern nachteilig, als dadurch der Boden ausgelaugt und unfruchtbar gemacht wird. Die Einwirkung des Wassers auf die Reblaus geschieht durch die Austreibung der Luft aus dem Erdboden und wächst daher mit der Höhe der über dem Boden stehenden Wassersäule, die Reblaus findet den zum Leben erforderlichen Sauerstoff nicht und mufs sterben. Eine rasche Filtration bei sehr durchlassendem Untergrund kann nicht genügend wirken, da vom Wasser Luftteilchen mit zugeführt werden.

Die erforderliche Wassermenge hängt hauptsächlich von der Beschaffenheit des Bodens und seiner Durchlässigkeit ab, es werden 10000—90000 cbm f. d. ha zur Stauung gebraucht; unter 10000 cbm wird die Bewässerung wenig wirksam, am Kanal Pierrelatte verwendet man nicht unter 50000 cbm f. d. ha. Faucon fand auf seinem Weinberge, welcher mittlere Durchlässigkeit hat, durch mehrfache Versuche als erforderlich zum Anfüllen 4175 cbm f. d. ha und 11026 cbm zum Ersatz der Verdunstung u. s. w. (3 Liter für ein Hektar), im ganzen 15201 cbm bei 50tägiger Überstauung.

Bei einem Terrain mit stärkerem Gefälle und durchlassendem Boden kann man die Stauung durch Anfeuchtung des Untergrundes bis auf mindestens 1 m Tiefe ersetzen; auch dieses Verfahren wirkt, wenn man es 24 Stunden fortsetzt, günstig auf die Vertilgung der Reblaus, obwohl nicht so sicher wie die Stauung. Wenn genügend Wasser vorhanden, so ist eine zweite Anfeuchtung zu empfehlen. Vorteilhaft ist die Stauung im Winter und gleichzeitig Anfeuchtung im Sommer, doch mufs mit der Anfeuchtung im Sommer vorsichtig verfahren werden, da bei häufiger Bewässerung die Qualität des Weines leidet.

Die Zuführung des Wassers geschieht entweder aus bestehenden Bewässerungskanälen, welche im Winter überflüssiges Wasser haben, oder aus Schiffahrtskanälen, welchen aus Flüssen oder Bächen Wasser zur Abgabe für die Bewässerung der Weinberge zugeleitet wird, oder mittels künstlicher Hebung direkt aus Flüssen oder Bächen oder aus Brunnen, über 5 m Hubhöhe wird man jedoch selten hinausgehen. Die Herstellung neuer Kanäle zur Leitung nach den Weinbergen kommt ebenfalls in Frage, die Ausleitung des Wassers wird meistens zur Verwendung der Durchschneidung der Deiche durch Heber hergestellt, die Entnahme aus Flüssen ist nur dann zweckmäfsig, wenn nachhaltiger Bezug gesichert ist.

Zur Hebung des Wassers benutzt man Centrifugalpumpen, welche bis 20 ha Fläche von Lokomobilen, bei gröfseren Flächen durch feste Dampfmaschinen betrieben werden. Von der Firma Picard werden Centrifugalpumpen mit $3^1/_2$ bis 15 Pferdekraft hergestellt; im Jahre 1887 waren 50 Stück verkauft, im Jahre 1888 bereits 88 Stück.

Von Interesse ist die Anwendung schwimmender Schöpfmaschinen, wie solche im südlichen Frankreich an der Rhone Verwendung gefunden haben. Die aus der Rhone ausmündenden Kanäle (*roubines*), welche zur Bewässerung der Weinberge in der Camargue dienen, liegen bei niedrigen Wasserständen im Herbst zu hoch, man hat daher schwimmende Maschinen konstruiert. Das Schiff ist in Eisenkonstruktion als Flufs- und Seeschiff gebaut, 24 m lang, 5 m breit und hat 1,4 m Tiefgang, es trägt drei Compound-Maschinen von gleicher Stärke, mit 200 Pferdekraft im ganzen. Zwei Maschinen treiben je eine Centrifugalpumpe, die dritte dient zur Reserve. Die Kessel sind nach dem System Bigot konstruiert und haben im ganzen 80 Quadratmeter Fläche, die Centrifugalpumpen

sind nach dem System Decoeur hergestellt und heben das Wasser 1,5—2,5 m je nach der Höhe der Rhone; die Konsumtion beträgt 0,75—1,5 cbm in der Sekunde.

Das Schiff wird vor der Einlafsschleuse befestigt, das Ausgufsrohr mündet in einen Wasserbehälter, die Verbindung ist beweglich, sodafs die Hubhöhe stets die Differenz zwischen Rhone- und Reservoir-Wasserspiegel ist, vermehrt um das zur Leitung nach dem Bewässerungsgebiet erforderliche Gefälle.

Der Vorteil dieser Anordnung liegt in der leichten Beweglichkeit und die Kosten der Anlagen bei der Einlafsschleuse werden auf diejenigen für Herstellung des Behälters eingeschränkt; eine feste Maschine würde erheblich höhere Summen erfordern (für 200 Pferdekraft 96000 M.) und kostspielige Arbeiten zur Verbindung der verschiedenen Kanäle herbeiführen. Die französische Regierung hat die Ausführung durch erhebliche Mittel unterstützt.

Das Terrain der zu bestauenden Weinberge darf nur ein geringes Gefälle haben, weil andernfalls die Wasserschicht eine ungleiche Höhe erhält und die Dämme an der unteren Seite zu hoch werden, oder Querdämme in grofser Anzahl angelegt werden müssen. Man kann allerdings durch Planierungen das Gefälle der Beete vermindern und an einzelnen Stellen konzentrieren, es hat aber auch diese Regelung bestimmte Grenzen, da gewöhnlich der fruchtbare Mutterboden nur geringe Mächtigkeit hat; über 3 bis 4 cm Gefälle auf das Meter wird meistens die Stauung nicht zweckmäfsig auszuführen sein.

Der Boden ist zur Stauung geeignet, wenn derselbe weder zu stark durchlassend, noch fast undurchlässig ist, eine Mischung von Thon, Sand und Kalk giebt eine günstige Beschaffenheit, namentlich wenn die Thonmasse nahezu der Sand- und Kalkmasse zusammen gleichkommt.

Bei durchlassendem Untergrunde, namentlich wenn die Nachbargrundstücke nicht bewässert werden, wendet man zum Zusammenhalten des Wassers künstliche Mittel an. Die 0,6 m breiten und 0,5 m tiefen Seitengräben, welche bis in die wasserführende Schicht gehen oder bis auf den undurchlässigen Boden, werden mit Beton oder Thon ausgestampft, sodafs ein seitliches Entweichen des Wassers verhindert wird.

Die Einrichtung der Haltungen (*clos*) erfordert ein genaues Studium der Höhen- und Bodenverhältnisse, denn es mufs danach die Gröfse und Form der Haltungen bestimmt werden; dieselben sind so grofs anzunehmen, wie es die Verhältnisse gestatten, die Höhendifferenz in der Richtung des Gefälles sollte in der Regel 0,1 m nicht übersteigen. Die Dämme, welche die Haltungen umgeben, haben je nach den örtlichen Verhältnissen eine gröfsere oder geringere Kronenbreite, im Durchschnitt 0,5 m, auch werden dieselben wohl zu Wegen erbreitert, die Höhe ist bei einer Wasserschicht von 0,2 m mit 0,65 m als genügend anzusehen, doch macht man dieselbe mit Rücksicht auf eine ungenügende Handhabung häufig 0,8—1,0 m hoch, die Böschungen sind einfach.

Die Zuleitung des Wassers aus dem Kanal geschieht durch kleine Schleusen mit Schützen von Blech, deren lichte Weite 0,2 m beträgt (Kosten 20 M.). Innerhalb des Gebiets sind in den Dämmen massive Überfälle angelegt, welche das Wasser von einer Haltung in die nächst unterliegende fliefsen lassen, ihre lichte Weite beträgt etwa 0,8 m; sie ist indessen nach der Anzahl und der zufliefsenden Wassermenge und der Druckhöhe in jedem einzelnen Falle zu bestimmen.

Die Kosten einer derartigen Einrichtung einschliefslich der kleinen Bauwerke für das Gut Mas de Ramplan, Departement Bouches du Rhone, geben Laguel und Gérin für ein Hektar zu rund 500 M. an; hiervon kommt etwa die Hälfte auf die Planierung

und Herstellung der Dämme und Wege. Für günstigere Verhältnisse (Gut Mas de Falve) giebt Faucon die Kosten der ersten Anlage zu nur 282 M. pro Hektar an.

Zur Ableitung des Sickerwassers und zur Vermeidung von Beschädigungen benachbarter Grundstücke, sowie zur raschen Abtrocknung der Grundstücke nach Abstellung des Wassers sind Entwässerungsanlagen erforderlich, deren Notwendigkeit sich im Laufe der Jahre immer mehr herausgestellt hat. Die Entwässerungsgräben *(fossés de retour)* führen das Wasser entweder direkt in einen Flufs, in vorhandene Ableitungsgräben oder dienen auch zur Rückführung des Wassers nach der Pumpmaschine und Aufleitung desselben auf andere Grundstücke. Die Anordnung der Entwässerung hängt von den örtlichen Verhältnissen ab; in neuerer Zeit führt man bei ausreichendem Gefälle kleine Kanäle in Cementmauerwerk aus, welche die Benutzung des Weinberges nicht hindern.

Sind die Weinberge mit Drainage versehen, so müssen während der Einstauung die Sammeldrains verstopft werden oder man staut das Wasser in einen Umfangsgraben an, um Gegendruck zu erzeugen; ein ungehinderter Durchflufs durch die Drains würde abgesehen von dem starken Wasserverbrauch die fruchtbaren Teile des Bodens mit dem Wasser abführen. Die Drains leiden durch die lang andauernde Anfüllung mit Wasser, verstopfen sich leicht und sind häufig zu erneuern.

Das Ablassen des Wassers mufs sehr vorsichtig geschehen und die Niederungen, in welchen sich Wasser sammelt, sind sofort trocken zu legen.

Man unterscheidet Einstauung im Herbst, vom 25. Oktober bis 20. Februar, und im Winter, welcher am 25. Dezember beginnt. Die Wasserschicht mufs mindestens 0,2 m betragen, eine höhere Schicht ist für die Tötung der Reblaus zwar günstig, es werden dadurch aber mancherlei Übelstände herbeigeführt, sodafs man nicht gern über 0,5 m hinausgeht. Die Bewässerung mufs mit der gröfsten Sorgfalt gehandhabt werden, damit die Wasserschicht nicht unter 0,2 m herabsinkt oder gar die Felder trocken werden, wodurch die Lebensfähigkeit der Reblaus vermehrt wird und die Bewässerung unwirksam werden kann.

Von Chauzit und Trouchaud Verdier wird die Dauer der Bewässerung je nach der täglichen Senkung des Wasserspiegels folgendermafsen angegeben:

1. Terrain wenig durchlassend, Wasserverlust täglich 1 cm,
   Dauer der Bewässerung:
   50—55 Tage im Herbst,
   55—60 Tage im Winter;
2. Terrain von mittlerer Durchlässigkeit, Wasserverlust 1—4 cm,
   Dauer der Bewässerung:
   55—60 Tage im Herbst,
   60—65 Tage im Winter;
3. Durchlässiges Terrain, Wasserverlust täglich 4—7 cm,
   Dauer der Bewässerung:
   65—70 Tage im Herbst,
   70—75 Tage im Winter;
4. Sehr durchlässiges Terrain, Wasserverlust täglich 8—9 cm,
   Dauer der Bewässerung:
   90 Tage.

Bei der Berechnung der erforderlichen Wassermengen mufs man denjenigen, welche den obigen Angaben entsprechen, noch einen Betrag für unvorhergesehene Fälle, Mängel

bei der Handhabung u. s. w. zusetzen, sodafs je nach der Durchlässigkeit des Bodens die erforderliche Wassermenge zu 10000 bis 90000 cbm anzunehmen ist; im Durchschnitt rechnet man in der Sekunde 5 Liter auf das Hektar für eine Zeit von 60 Tagen.

Die Einstauung ist jährlich auszuführen, es wird zwar erheblichen Nachteil nicht haben, wenn durch Wassermangel u. s. w. ein Jahr ausfällt; das Unterwassersetzen aber regelmäfsig nur ein um das andere Jahr vorzunehmen hat erhebliche Bedenken.

Die Gesamt-Unterhaltungskosten eines Weinbergs mit Pumpstation betragen im Durchschnitt bei Annahme einer Fläche von 50 ha und mit Berücksichtigung des Pachtzinses der gesamten Kultur, des Ankaufes und Betriebes der maschinellen Anlagen, des Zinsverlustes für die ersten drei Jahre und einer Verzinsung nebst Amortisation von 15%, Handhabung der Bewässerung u. s. w. rund 1200 M. f. d. ha; diese Kosten gewähren daher während der Amortisation bei einem Ertrag von 1727 M. einen Gewinn von 527 M. Nach 6 Jahren, in welcher die Amortisation vollendet, verringern sich Unterhaltung und laufende Ausgaben auf 676 M., sodafs alsdann der Gewinn 1727 — 676 = 1051 M. f. d. ha beträgt.

Von den Anlagen, welche bereits zur Ausführung gelangt sind, um die Weinberge zu bewässern, ist die Benutzung des Kanals du Midi hervorzuheben, welche bereitwillig von der Kanal-Gesellschaft gestattet ist. Es werden bewässert:

1. Zwischen Tribes und Beziers	4679 ha
2. Zwischen Beziers und Agde	1830 „
3. An kleinen Kanälen	500 „
zusammen	7009 ha

Der erste Distrikt mufs das Wasser aus dem Flusse Aude und den Nebenflüssen erhalten, welche dem Kanal regelmäfsig 4,5 cbm in der Sekunde liefern; da 1,2 cbm für die Schiffahrt erforderlich sind, so stehen 3,3 cbm für die Bewässerung zur Verfügung. Der zweite Distrikt wird mittels der Flüsse l'Orb und Herault bewässert, deren Wasser in den Kanal geleitet wird.

Die Bewässerung beginnt am 1. Dezember und dauert bis 1. April, also im ganzen 120 Tage und die Einstauung der einzelnen Weinberge findet 40—45 Tage lang statt.

Der Kanal du Midi hat behufs Fortführung der Wassermassen verschiedene Änderungen erfahren, namentlich eine Vergröfserung des Profils, sowie Erweiterung der Brückenöffnungen und des Aquadukts l'Aiguille.

Der Kanal Cuxar-Lespignan dient zur Bewässerung der Weinberge von Cuxar, Coursan, Salles und Fleury (Aude) und Nissan und Lespignan (Herault); derselbe zweigt am linken Ufer des Aude ab und führt 5,88 cbm in der Sekunde; der Staat erhebt 50 Frcs. f. d. ha jährlich an Wassergeld.

Bis zum Jahre 1885 waren in den Departements Aude und Herault 8 Ableitungskanäle ausgeführt, deren Kosten sich auf 2800000 M. belaufen, der Staat hat die Herstellung übernommen und erhebt im Mittel 28—32 M. Wassergeld f. d. ha, also im ganzen von 4200 ha, welche sich bereits angeschlossen, 123600 M. jährlich. Die Verzinsung ist demnach schon jetzt 4,4% und wird bei weiterer Ausdehnung des Gebietes 6,4% betragen. Der Wert eines Hektar der bewässerten Weingelände beträgt 16000 M., während aufserhalb des Bewässerungsgebiets der Wert nur 4000 M. beträgt.

Der französische Staat scheint jedoch mit der Herstellung von Bewässerungs-Kanälen auf Staatskosten nicht weiter vorzugehen, die Ausführung der Bewässerungs- und Einstauungs-Kanäle von Fabrezac und Lun sur Orbieu (Aude) wurde vom Senat im Jahre 1887 abgelehnt.

5. Bewässerungsanlage von Cigliano.*)

Die hierüber vorliegende ausführliche und durch viele Zeichnungen erläuterte Abhandlung gewährt ein besonderes Interesse, da Wasserhebungen behufs der Bewässerung selten vorkommen und eine so bedeutende Hebung gröfserer Wassermassen zu einem derartigen Zwecke wohl kaum jemals ausgeführt ist.

Der Kanal Ivrea, welcher bereits im Jahre 1468 angelegt ist und bei Ivrea aus der Dora Baltea abgeleitet wurde, beginnt mit 237 m über Meereshöhe, er fällt bis La Rocca auf 224 m, von diesem Punkte wendet er sich nach Nord-Ost und bewässert auf 74 km Länge die unterhalb belegenen Grundstücke. Die Ergiebigkeit beträgt 13,34 bis 18 cbm in der Sekunde.

Im Jahre 1783 wurde weiter abwärts parallel mit dem Kanal Ivrea der Kanal Cigliano angelegt mit 15 cbm Ergiebigkeit, in den Jahren 1858 bis 1860 wurde derselbe so erheblich erweitert und verbessert, dafs die Ergiebigkeit auf 50 cbm gebracht wurde, während bei ordinärem Sommerwasser dieselbe 27,4 cbm betrug. Die Ableitung des Kanals aus der Dora Baltea geschieht bei Villareggia auf 203 m über Meeresfläche und noch tiefer, bei 196 m, zweigt der im Jahre 1465 angelegte Kanal Rotto aus der Dora Baltea ab.

Aus diesen sämtlichen Kanälen konnten nur die unterhalb derselben belegenen ausgedehnten Flächen bewässert werden, es blieb oberhalb des Kanals Ivrea eine hoch belegene, ungefähr 2 km breite Ebene zwischen dem Hügellande und dem Kanal liegen, welche nicht bewässert werden konnte. Der Untergrund besteht aus Kies und Sand und ist vollständig durchlassend, auf demselben lagert eine dünne vegetabilische oder lehmige Schicht. Hauptsächlich wurde Mais angebaut, die Ernten gingen aber bei eintretender Trocknis in der Regel verloren und die zur Erreichung einer angemessenen Kultur unumgängliche Anlage von Wiesen war unmöglich. Die Grundbesitzer scheuten sich, bei der grofsen Unsicherheit der Ernten eine intensive Kultur auszuführen und so gingen die Ländereien immer weiter im Ertrage zurück.

Diese Verhältnisse lassen es erklärlich erscheinen, dafs bereits im Jahre 1632 ein Projekt zur Besserung der Kultur von Bertoni bearbeitet wurde und im Laufe von Jahrhunderten gelangte man, nachdem 12 verschiedene Pläne entworfen waren, im Jahre 1876 zu dem Projekte der Hebung des Wassers aus dem Kanal Cigliano; es wurde im Jahre 1878 eine Genossenschaft gebildet, mit der Ausführung begonnen und im Jahre 1881 gelangte das Werk zur Vollendung.

Es handelt sich im wesentlichen um die Hebung des Bewässerungswassers aus dem Kanal Ivrea und zwar durch Entnahme der Triebkraft aus dem Kanal Cigliano. Im Jahre 1885 fand ein schliefsliches Abkommen mit der Regierung, unter deren Verwaltung die Kanäle stehen, statt, indem bis zum Jahre 1898 der Preis für den Italienischen Modul des Bewässerungswassers zu 500 Lire und später zu 1500 Lire festgestellt wurde.

Die Leitung, welche das Bewässerungswasser aus einem Bassin des Kanals Ivrea nach den Pumpen führt, hat eine Länge von 119 m und ist aus Eisenblech mit 1,2 m Durchmesser und 7 mm Wanddicke hergestellt, das Gefälle vom Kanal Ivrea bis zu den Pumpen beträgt 20,1 m. Die Leitung ruht auf Pfeilern, die Länge der einzelnen

*) Pastoris Giovanni. La elevazione d'acqua de Cigliano. Turin 1888.

Röhren beträgt 7 m. Neben dieser Leitung und auf denselben Pfeilern ruhend liegt eine zweite Rohrleitung in gleichen Abmessungen, welche das Bewässerungswasser von den Pumpen in das obere Bassin über den Kanal Ivrea hinwegführt und zwar auf einer Höhe von 20 m über dem Wasserspiegel des Kanals; dieses Bassin steht in direkter Verbindung mit dem Hauptzuleitungskanal. Die letztgenannte Leitung hat eine Länge von 190 m.

Es sind 8 vertikale, paarweise gruppierte Pumpen angebracht mit einfacher Wirkung und wechselndem Hube in jeder Gruppe. Das Betriebswasser, welches aus einem Bassin des Kanals Cigliano zufliefst, treibt vier Turbinen nach dem System Girard, welche die Pumpen in Bewegung setzen; mit 8 cbm Betriebswasser werden nach dem Projekte 1200 Liter, nach der Ausführung 1300 Liter in der Sekunde gehoben. Das gebrauchte Betriebswasser fliefst in den Kanal del Rotto ab und wird wieder zu Bewässerungen benutzt. In der Quelle (s. Anmerkung S. 45) findet sich eine in das Einzelne gehende Beschreibung der Maschinenteile und der in Betreff der Leistung angestellten Versuche.

Der Hauptzuleitungskanal hat eine Länge von 12,1 km, die Sohlenbreite nimmt von 1,7 m auf 0,5 m ab, die Wassertiefe von 0,85 m auf 0,5 m, das Gefälle nimmt mit kleiner werdendem Profile von 0,3 auf 0,8 m auf 1000 zu. Die Gräben für die Zuleitung des Wassers nach den einzelnen Grundstücken haben eine bedeutende Ausdehnung und es ist bis zum Jahre 1883 die Ausführung von 411 Bauwerken erforderlich geworden.

Bis zum Jahre 1886 hatte das Bewässerungsgebiet der Ortschaften Cigliano, Borgo d'Ale, Villareggia und Moncrivello eine Fläche von 1539 ha.

Die Kosten haben rund 725 000 M. betragen, wovon etwa ein Drittel auf die Maschinenanlage entfällt.

---

6. Die Aufspeicherung der Hochwasser der Ströme behufs Bewässerung.*)

Die Hochwasser der gröfseren Flüsse und Ströme führen so bedeutende Wassermassen, dafs der Gedanke nicht fern liegt, dieselben zum Teil in Niederungen aufzuspeichern und in den trockenen Jahreszeiten zur Anfeuchtung zu benutzen. Die ausgedehnten Flächen, welche erforderlich sind, um derartige Anlagen zur Ausführung zu bringen, beschränken diese Ausnutzung der Hochwasser aber auf Länder, welche grofse unkultivierte Flächen bieten; aufserdem müssen die Niederungen verhältnismäfsig tief liegen, damit die Verdunstung nicht zu erheblich wird.

In Kambodja (Hinterindien) findet sich das Beispiel einer natürlichen Aufspeicherung des Hochwassers des Mehkong. Dieser Flufs entspringt in China und füllt während der Hochwasser von Mai bis September vermittels des 120 km langen und 700—800 m breiten, 8—20 m tiefen Mesap eine Niederung des Tonle Sap, dessen See und Sumpffläche 120 km lang und mindestens 20 km breit ist. Der Wasserstand wird

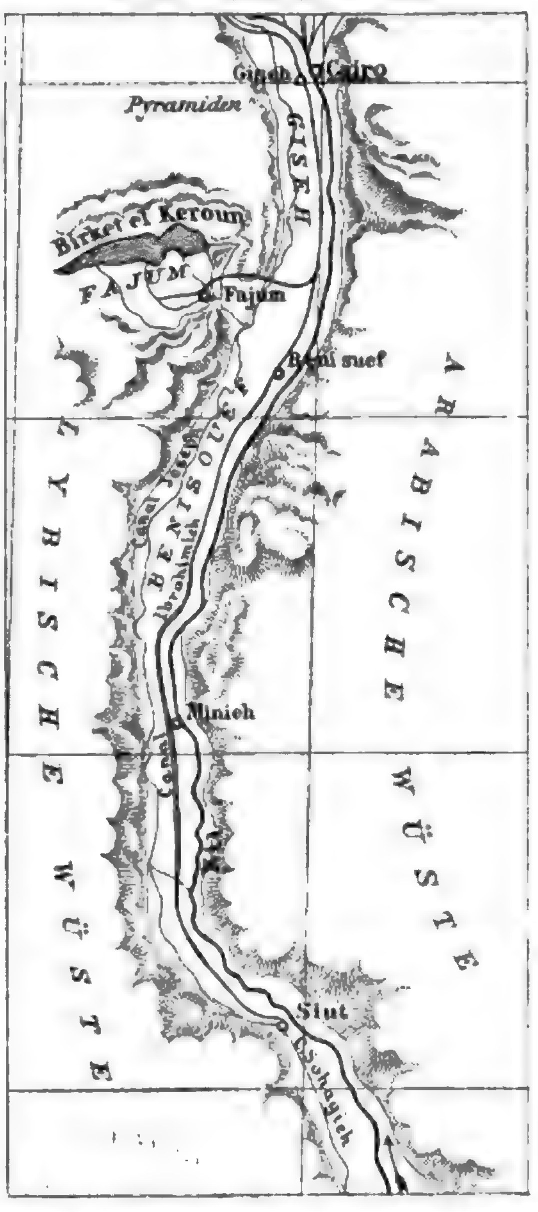
*) Mémoires de la soc. des ing. civils 1884, Februar, S. 167—200.
Barois. L'irrigation en Égypte. Paris 1887.
Engineering 1885, S. 241. — Daselbst 1887, I. S. 180. — Daselbst 1888, I. S. 267.
Baudot. Le Nil et les irrigations de la Basse Égypte. Compt. rendus de la soc. des ing. civils.

durch das einströmende Hochwasser um mehr als 12 m gehoben und die Fläche auf das Drei- bis Vierfache vergröfsert. In der Zeit von Oktober bis März findet der Rücklauf in den Mehkong und Senkung des Wasserspiegels statt. Eine Anwendung für die Landeskultur hat die Aufspeicherung bislang nicht gefunden.

Für die Anlage eines Reservoirs am oberen Nil hat der General-Inspektor Jacquet Studien angestellt und ein Projekt bearbeitet; die Ausführung desselben wird von einer Gesellschaft, *Société des études du Nil*, in Paris angestrebt.

Das Reservoir liegt im Nil-Thale oberhalb des Engpasses von Gebel Cilcileh, einige Kilometer nördlich von Assuan. Diese Enge hat nur 400 m Breite und ist in Felsen eingeschnitten, nach dem Projekt soll dieselbe durch eine 400 m lange, 20 m hohe wasserfreie Mauer abgeschlossen werden; neben diesem Bauwerk wäre am rechten Ufer ein Schleusenwerk für einen im Felsen ausgearbeiteten Kanal von 300 m Breite zu erbauen. Etwa 1 km weiter östlich ist ebenfalls in felsigem Terrain ein zweites Schleusenwehr von 700 m Länge projektiert; an dasselbe schliefst sich ein 1300 m langer wasserfreier Damm. Dieses Bauwerk schliefst einen alten östlichen Nil-Arm ab, welcher durch die Vertiefung der Felsen im Engpasse von Gebel Cilcileh seine Bedeutung verloren hat. Am linken Ufer ist zur Umgehung des Dammes ein Kanal mit Schiffahrtsschleusen vorgesehen.

Fig. 18.
M. 1 km = 1/3 mm (1 : 3 000 000).



Die grofse Ebene von Kom Ombo, welche der Nil oberhalb der Stauanlagen durchschneidet, bietet eine Fläche von 1400 Millionen Quadratmeter als Reservoir, darin können 7 Milliarden Kubikmeter aufgespeichert werden, welche genügen, um in der Zeit des Wassermangels 400 cbm in der Sekunde als Zuschufs zu liefern und 400000 ha jetzt unkultivierter Grundstücke zu bewässern.

Die Kosten sind von Jacquet auf 80 Millionen Mark veranschlagt, demnach würde der Kostenbetrag auf das Hektar nur 200 M. betragen.

Zur Aufspeicherung des Nil-Hochwassers in Unter-Ägypten ist eine Niederung, das Raijan-Bassin, am rechten Ufer des Nil, 112 km südsüdwestlich von Kairo und südwestlich der Fayoum-Provinz, in Aussicht genommen; Fig. 18 ergiebt die Örtlichkeiten im allgemeinen. Der See Birket el Keroun bildet einen Teil des schon von Herodot beschriebenen Moeris-Sees, welcher vermittels eines Kanals aus dem Nil gespeist wurde; derselbe ist salzig und nimmt das Abfallwasser aus dem Fayoum auf.

Die im Jahre 1842 von Linant de Bellefond ausgeführten Untersuchungen hatten eine weitere Folge nicht, eingehendere Untersuchungen stellte der Amerikaner Cope Whitehouse in den Jahren 1879 und folgenden an und fand den See den Beschreibungen Herodots entsprechend. Whitehouse empfahl, das Raijan-Bassin zur Auf-

speicherung der Nilfluten zu benutzen, um dadurch die Niederungen des Nil-Deltas vor Überschwemmungen zu sichern. Im Jahre 1887 erweiterte er das Projekt auf eine Benutzung des Bassins zur Bewässerung der Niederungen am unteren Nil.

Die Provinz Fayoum ist eine Niederung, welche auf 24 m über bis 50 m unter Meeresspiegel liegt und durch Einsattlungen mit dem Nil in Verbindung steht, die Fläche beträgt 2500 qkm. Das südwestlich angrenzende Raijan-Bassin hat 640 qkm und steht mit dem Fayoum durch zwei Pässe 26 m über Meer in Verbindung, die gröfste Tiefe beträgt 46 m unter Meer, das umliegende Terrain liegt auf 190 m über dem Meere und besteht aus Kalkgebirgen. Es giebt vier verschiedene Wege zur Verbindung des Nils mit der Niederung, unter diesen der auf der Skizze Fig. 18 angegebene Kanal Joseph, welcher aus dem Altertum stammt.

Der Wasserspiegel des Reservoirs ist auf 30 m von Whitehouse projektiert, dieser Höhe entspricht eine Fläche von 696600000 qm und ein Inhalt von 20559000000 cbm; bei 20 m über dem Meere vermindert sich die Fläche auf 550000000 qm und der Inhalt auf 14876000000 cbm.

Nach Abzug der Verluste wird die zur Verfügung stehende Wassermasse zu 5000 Millionen cbm angenommen oder für 100 Tage der Dürre 50 Millionen cbm täglich oder das Doppelte der Konsumtion des Nils bei Niedrigwasser. In der Provinz Giseh könnten 63000 ha bewässert werden. Von den 1,4 Millionen Acker des Deltas und Unter-Ägyptens können jetzt wegen Wassermangel nur etwa die Hälfte kultiviert werden, demnach würde die Aufspeicherung der Landwirtschaft zu grofsem Nutzen gereichen.

Die Kosten würden verhältnismäfsig gering sein und nach Whitehouse nur 61 Millionen M. betragen, das Wassergeld würde nach jetzigen Sätzen jährlich 40 Millionen M. und der kapitalisierte Nutzen 2000 Millionen M. betragen.

---

7. Die Bewässerungen in Afrika.

A. Die Vervollständigung der Bewässerungsanlagen in Unter-Ägypten.*)

Das Nil-Delta umfafst eine Fläche von 1,4 Millionen Hektar und ist durch die Ablagerungen des Nil gebildet; der Boden besteht auf etwa 8 m Tiefe aus schwarzem zähem Thon, welcher in der Sonnenhitze vollständig erhärtet und grofse Risse zeigt, bei starker Durchnässung aber flüssig wird. Die Kultur wird nur durch die Bewässerung ermöglicht, deshalb finden sich unzählige Bewässerungsanlagen aus den ältesten Zeiten, welche aber zum grofsen Teil so verfallen sind, dafs sich die Spuren kaum noch erkennen lassen. Seit Anfang dieses Jahrhunderts wurden durch Mehemed Ali

*) Max Eyth. Das Agrikultur-Maschinenwesen in Ägypten 1867. Journal de l'agriculture 1881, II. S. 493. — Genie civil 1886/87, S. 26. — Das Wasser im alten und neuen Ägypten. Nachrichten aus dem Klub der Landwirte zu Berlin 1891, No. 280 u. 281.

Bochos Pascha Nubar. Note sur les irrigations en Égypte. Paris. Auch Genie civil 1886, Nov. u. Dez., S. 26, 37, 73, 92 u. 109.

Barois. L'irrigation en Égypte. Paris 1887. — Engineering 1887, I. S. 93, 94 u. 180.

Barois. Notice sur le climate du Caire. Bull. Inst. Égypte 1889, No. 10.

Anderlind. Die Landwirtschaft in Ägypten. Dresden 1889.

Willcock. Egyptian irrigation 1889. — Illustrated News 1890, 4. Okt.

neue Kanäle gegraben, alte Kanäle verbessert, es fehlte aber ein einheitliches System der Bewässerung und die Anlagen blieben teils unvollendet, teils wurden dieselben mangelhaft unterhalten.

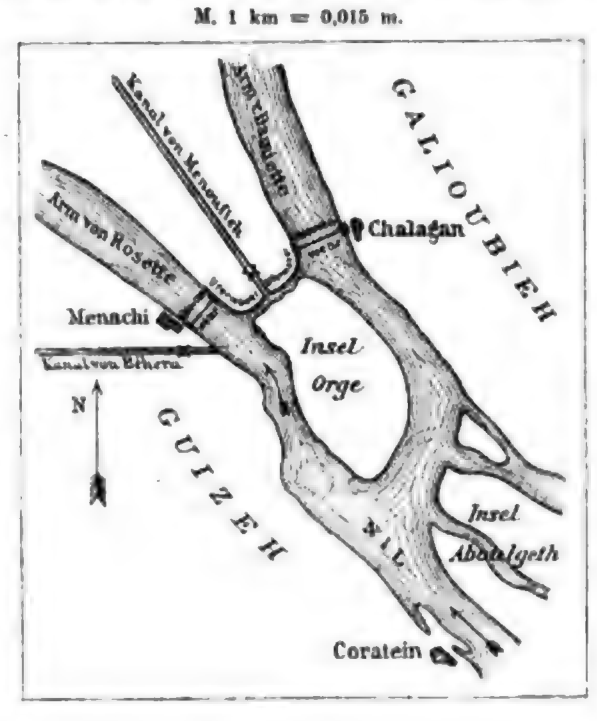
Die gröfste Schwierigkeit bestand in der Füllung der Kanäle mit Nilwasser während der niedrigen Wasserstände. Man entschlofs sich daher zu der Anlage von Schleusenwehren in den beiden Nil-Armen (Damiette und Rosette) etwa 20 km unterhalb Kairo, woselbst die beiden Arme beginnen; Mehemed Ali legte im Jahre 1847 den Grundstein zu diesen Bauwerken. Der Aufstau der Schleusenwehre sollte 4,5 m = 16,3 m über Meer betragen und Hauptkanäle sollten das Wasser westlich des Armes Rosette in das eigentliche Delta zwischen den beiden Nil-Armen und östlich des Armes Damiette leiten. Die ersteren beiden Kanäle sind ausgeführt.

Die Schleusenwehre sind in Massivbau auf Betonfundierung erbaut und haben gewölbte Öffnungen von 5 m Lichtweite, welche durch Pfeiler von 2 m Stärke und 10 m Höhe getrennt sind; das Schleusenwehr im Arm von Rosette hat 61, das im Arm von Damiette 71 Öffnungen und die Gesamtlängen sind 465 bezw. 545 m.

Fig. 19.

Situation der Schleusenwehre am Teilungspunkt.

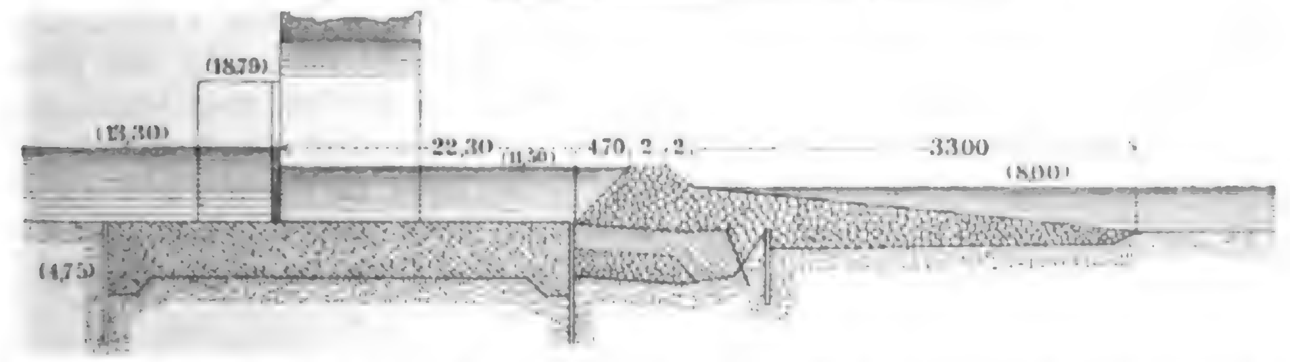
M. 1 km = 0,015 m.



Situation und Längenprofil ergeben die Figuren 19 und 20. Die Entfernung zwischen den beiden Bauwerken beträgt 1 km. Die grofsartigen Bauwerke entsprachen aber nicht den Erwartungen und blieben auf Jahrzehnte die Schmerzenskinder der ägyptischen Regierung. Der Grund dieses Mifserfolges lag einesteils darin, dafs man bei der Bestimmung des Unterwassers unbegreiflicherweise die Entnahme des Wassers bei Niedrigwasser durch die Kanäle nicht in Rechnung gezogen hatte, daher das Unterwasser statt auf 11,8 m über Meer in Wirklichkeit auf 10,0 m stand, also die Stauhöhe sich um 1,8 m vergröfserte. Dieser Übelstand wurde dadurch verschärft, dafs bei

Fig. 20.

Längenschnitt des grofsen Schleusenwehres im Jahre 1885.



dem Einbringen des 3,5 m starken Betonbettes nicht mit der nötigen Vorsicht verfahren war, sodafs der Cement fortgespült wurde, aufserdem aber hatte man auf etwa 70 m Länge die tiefe Flufsrinne im Rosette-Arme durch Steinwürfe bis zur Höhe der Beton-Unterkante gebracht; diese Schüttungen erreichten bis 12 m Höhe.

Bei der ersten Aufstauung zeigten sich Risse und Versackungen, welche es nicht rätlich erscheinen liefsen, über 2 m Druckhöhe hinauszugehen, somit konnte der Zweck der Anlage nur unvollständig erreicht werden.

Eine Verschlufsvorrichtung ist nur im Schleusenwehr des Rosette-Armes angebracht; dieselbe besteht aus Blechthoren von cylindrischer Form, welche sich um eine horizontale Axe drehen und Schwimmer tragen, welche die Bewegung erleichtern sollen; der Anschlufs an die Pfeiler ist undicht. Im Arm Damiette wurden Abdammungen verwendet, sodafs man die Stauhöhe von 2 m erreichte.

Die mangelhafte Zuleitung liefs es aber im Jahre 1882 als notwendig erscheinen, die Stauhöhe zu vergröfsern, und es gelang dem Ingenieur Willcocks, durch ein einfaches Mittel dieses Ziel zu erreichen. Durch eine Steinschüttung unterhalb der Schleusenwehre, wie solche das Längenprofil ergiebt, wurde das Unterwasser um 1,5 m, also auf 11,5 m über Meer gehoben und nunmehr konnte das Oberwasser ohne Nachteil für das Bauwerk auf 13 m gehalten werden, wenn man das Damiette-Wehr mit Balken abschlofs.

Aber auch diese Verbesserungen genügten auf die Dauer nicht, um eine genügende Speisung der Delta-Kanäle zu bewirken, deshalb wurde von dem Ingenieur Scott Moncrieff im Jahre 1886 eine Verstärkung der Schleusenwehre begonnen und im Jahre 1890 vollendet. Diese Sicherung ist durch eine Betonlage auf dem Boden der Wehre erreicht, deren Stärke je nach dem Zustande der Fundierung auf 0,8—1,3 m bemessen wurde; auf dem Abfallboden wurden aufserdem grofse behauene Steinblöcke gelagert; oberhalb des Wehres wurde eine 5 m lange Spundwand angebracht. Die Kosten der Verstärkung betrugen 8,5 Millionen M. —

Das geringe Vertrauen, welches man bis zu dem Ende der siebenziger Jahre der Leistung des Nil-Wehres schenkte, die stets wachsenden Schwierigkeiten, welche aus der unentgeltlichen oder mit geringer Vergütung erkauften Leistung der Fellahs erwuchsen, und die schwierige Unterhaltung der trotz ihrer grofsen Dimensionen nach jedem Hochwasser verlandeten tiefen Kanäle veranlafste die ägyptische Regierung im Jahre 1880, eine Systemänderung zu beginnen. An Stelle der langen Kanäle wollte man zur Ersparung der Unterhaltungskosten das Wasser direkt aus dem Nil entnehmen und durch Schöpfmaschinen heben.

Der Anfang dieses Verfahrens wurde in der Provinz Behera, welche bislang nur mangelhaft durch den 123 km langen Kanal Rayah el Béhéra bewässert wurde, gemacht. Man begann mit der Erbauung zweier Maschinen zu Katatbeh und Atfeh, von denen die letztere, welche bislang nur den Kanal Mahmoudieh speiste, wesentlicher Änderungen und Erweiterungen bedurfte. Der Kontrakt mit der Société de Béhéra wurde im Jahre 1881 abgeschlossen; in der Sekunde sollten von jeder Maschine 17,4 cbm gehoben werden und zwar bei Katatbeh bis auf 9,5 m über Meer bei 3 m über Niedrigwasser des Nil und bei Atfeh bis auf 2,9 m über Meer bei 2,75 m über Niedrigwasser.

Im Jahre 1883 gelangte die ägyptische Regierung zu der Ansicht, dafs mit Rücksicht auf die demnächst beabsichtigte Unterdrückung des Kanals Rayah el Béhéra und auf die etwaige Vergröfserung des Bewässerungsgebietes von jeder Maschine 29 cbm in der Sekunde zu heben seien.

Die Regierung zahlte der Gesellschaft nach Mafsgabe des Kontraktes jährlich 547 440 M. entsprechend den Zinsen des aufgewendeten Kapitals, aufserdem 582 M. für je 1000 cbm gehoben zu Atfeh und 874 M. gehoben zu Katatbeh. Für jeden Tag, an welchem in einem der Etablissements der Betrieb stockt, hat die Gesellschaft eine Konventionalstrafe von 20800 M. zu zahlen.

Der Tag des Beginns des Betriebs wird jährlich von dem Minister festgesetzt, als normal ist der 5. Februar für Atfeh und der 15. April für Katatbeh angenommen.

Der regelmäfsige Betrieb zu Atfeh konnte im Jahre 1885 begonnen werden, zu Katatbeh erst im Jahre 1886, da die anfänglich eingebauten Schnecken von 4 m Durchmesser und 12 m Länge bei dem ersten Anlassen zerbrachen und durch Centrifugalpumpen mit vertikaler Welle ersetzt werden mufsten. Als Motoren wirken fünf horizontale Dampfmaschinen, deren Cylinder 1 m Durchmesser haben; der Hub beträgt 1,8 m, die Maschinen wirken direkt (ohne Transmission) auf die Pumpen. Eine spezielle Beschreibung der Maschinenanlage mit vielen Zeichnungen findet sich in Engineering 1887, I. S. 93 u. ff. und in den Portefeuille économique des machines, auch in Uhlands Technischer Rundschau 1887, No. 13.

Im Jahre 1885 lieferte täglich:

Das Etablissement zu Atfeh . . .	700 000	cbm
„ „ „ Katatbeh . .	1 500 000	„
Der Kanal Rayah el Béhéra . . .	1 650 000	„
zusammen . . .	3 850 000	cbm

oder rund 45 cbm in der Sekunde.

Die Kosten für das Hektar bewässerter Fläche betrugen 8 M.

Nach der Besetzung Ägyptens durch die Engländer wurde das System der künstlichen Bewässerung in den Hintergrund gedrängt, die Verbesserung der Schleusenwehre in den beiden Nil-Armen gestattete eine höhere Aufstauung und man beabsichtigte nunmehr durch Anlage eines neuen Kanals Rayah Charkieh mit 26 m Sohlenbreite in Verbindung mit den schon vorhandenen Kanälen den Provinzen Galioulieh, Dakahlieh und Charkieh täglich 11 Millionen cbm Wasser zuzuführen. Das Gefälle des Kanals beträgt 0,08 auf 1000. Der Kanal Béhéra am linken Ufer des Armes Rosette wird auf 16 m Sohlenbreite hergestellt und erhält ein Gefälle von 0,075 auf 1000; er wird die Provinz Béhéra genügend mit Wasser versorgen, sodafs die Schöpfmaschinen bei Atfeh und Katatbeh demnächst beseitigt werden können. Da die beiden Nil-Arme unterhalb des Wehres während der Zeiten des Niedrigwassers nur geringe Zuflüsse erhalten, so ist es erforderlich, für die Erhaltung der Schiffahrt zu sorgen; dies geschieht durch Benutzung des Kanals Charkieh und der anschliefsenden Kanäle und durch Anlage einer Schleuse bei Mansourah zur Verbindung des Kanalsystems mit dem Nil-Arme Damiette.

Zwischen den beiden Nil-Armen wird der Kanal Rayah de Menoufieh und der anschliefsende Kanal Bayourieh für die Schiffahrt benutzt und zur Verbindung mit dem Arme Rosette wird eine Schleuse bei Goddaba erbaut.

Die Menge des zur Bewässerung erforderlichen Wassers ermittelte die ägyptische Regierung im Jahre 1882 zu 0,65 Liter f. d. ha und für die Reiskultur etwas höher; den neueren Projekten hat man 0,826 Liter f. d. ha zu Grunde gelegt, und rechnet unter der Annahme, dafs $^1/_3$ des Gebietes gleichzeitig bewässert wird, $\frac{0,825}{3} = 0,275$ Liter für ein Hektar der gesamten Bewässerungsfläche.

In Ägypten ist der Glaube verbreitet, dafs im Laufe dieses Jahrhunderts durch die grofsen Bewässerungsanlagen, welche Mehemed Ali ins Leben gerufen oder vervollständigt hat, das Klima Ägyptens eine erhebliche Änderung erfahren habe. Barois hat daher in dem Bull. Inst. Égypt. 1889 Zusammenstellungen der Temperatur, des Luftdruckes, der Feuchtigkeit u. s. w. aus den Jahren 1868—87, verglichen mit den Beobachtungen von Coutelles aus den Jahren 1799—1801 gegeben, und gefunden, dafs

Veränderungen in Betreff der Temperatur, des Luftdruckes, der Bewölkung, des Regens und Nebels nicht festgestellt sind, während in Bezug auf die Feuchtigkeit das Ergebnis noch unsicher ist.

Zu den Beobachtungen der Nilwasserstände ist der Pegel zu Assouan zweckmäfsiger zu verwenden als der Pegel zu Kairo, da auf letzteren die Bewässerungsanlagen schon einen Einflufs äufsern. Nach Barois ergeben die 17jährigen Beobachtungen von 1871—1887 das Jahresmittel zu 3,96 m am Pegel zu Assouan, das Mittel für die Monate September ist 8,595, das Maximum 9,472, das Minimum 7,020; in den Monaten August und Oktober erreichte das Hochwasser fast denselben Stand, das niedrigste Wasser in den Monaten Mai und Juni hatte 0,292 bezw. 0,337 am Pegel.

Die Konsumtion des Nils beträgt bei mittlerem Hochwasser 13000 cbm, und bei niedrigsten Wasserständen 400 cbm in der Sekunde.

B. Die Bewässerungen in Algier.*)

Die landwirtschaftlichen Verhältnisse in Algier lassen eine Bewässerung der Grundstücke als notwendig erscheinen, namentlich ist es die lohnende Kultur der Datteln, welche eine Bewässerung unbedingt erfordert.

In der Provinz Algier liefern die Wasserläufe vom kleinen Atlas die Mittel zur Anfeuchtung und die Araber haben bereits vor Jahrhunderten vermittels Wehranlagen das Wasser aus den Flüssen abgeleitet, auch ist das Grundwasser zur Anfeuchtung benutzt, beispielsweise treibt die Bevölkerung in der Nähe von Algier Gemüsebau für den Export nach Paris vermittels Bewässerungen aus kleinen Reservoiren, in welche das Grundwasser gehoben wird.

Ungünstiger sind die Verhältnisse in der Provinz Oran, in dem höheren Teil des Tell findet man noch fliefsendes Wasser, in der Ebene sind die Quellen selten und die Flüsse tief in das Terrain eingeschnitten und führen nur geringe Wassermassen. In der Provinz Constantine und in den südlichen, an die Sahara grenzenden Landesteilen finden sich vorwiegend nur unterirdische Wasserströmungen, welche der Sahara zufliefsen und schon von den Ureinwohnern durch Brunnen zur Bewässerung benutzt wurden.

*) Battanchon. Die Bewässerungen in Algier. Journal d'agr. 1879, III. S. 441.
Dehérain. Bewässerungen in Algier. Genie civil 1881.
Crugnola. La rottura delle traverse dell Habra. Turin 1882. — Journal d'agr. 1882, II. S. 97.
Tirmann. Études sur l'aménagement et l'utilisation des eaux en Algérie 1883. — Journal d'agr. IV. S. 135. — Genie civil X, 1886/87, S. 380 u. 647.
Über das Regime der unterirdischen Gewässer des Oued Rir. Genie civil XI, S. 131.
Die französische Kolonisation in der algerischen Sahara. Genie civil XI, 1. Okt.
Orangerie und Bewässerungen zu Blidah. Journal d'agr. 1887, II. S. 1017.
Bewässerungen in Tunis. Journal d'agr. 1888, S. 831.
Marès. L'agriculture en Algérie. Algier 1889.
Dybowski. Les oasis du sud de la province de Constantine et la culture du dattier.
Boutineau u. Fray. L'oasis de Gabès au point de vue agricole. Lyon 1890.
Hamel. Le régime des eaux en Algérie. Algier.
Almand. L'oasis de Ouargla. Besançon 1890.
Jus. Les forages artésiens de la province de Constantine. Constantine 1890.
Robecchi-Bricchetti. All oasi di Jove Ammone. Milano 1890.
Rolland. La colonisation au Sahara. Paris 1890.
Ronna. Irrigations, Bd. I. u. II, 1888 u. 1889.

Nach der Besitznahme des Landes durch die Franzosen im Jahre 1854 war es eine Sorge der Regierung, die Bewässerungsverhältnisse zu verbessern und es geschah solches durch Anlage von Reservoiren (Sammelbecken) und durch Anlage und Verbesserung der schon bestehenden Brunnen.

1. Die Reservoire.

In einer Schlucht von 40 m Breite, in welcher der Sig-Fluſs das Gebirge verläſst, wurde neuerdings der erste Staudamm in dem Jahre 1844 in 9 m Höhe an einer Stelle hergestellt, an welcher sich die Spuren von drei Stauwerken fanden, welche die Araber vor Jahrhunderten angelegt hatten. Anfänglich war eine Wassermenge von 350 Sekunden-Liter zur Bewässerung von 5000 ha vorhanden, als aber weiter oberhalb die Kolonie Sidi bel Abbès angelegt wurde, ging die Konsumtion auf 150 Liter zurück, deshalb wurde der Damm im Jahre 1858 auf 26,5 m erhöht, sodaſs ein Fassungsraum des Reservoirs von 3 Millionen cbm hergestellt und 7000 ha bewässert werden konnten.

Oberhalb dieser Anstauung wurde in den Jahren 1882—1884 ein Damm Grande Cheurfas, 15 km oberhalb der Ortschaft St. Denis, am Sig erbaut, welcher aber schon einige Wochen nach der Vollendung zerstört wurde, und die Flutwelle riſs auch den unterhalb belegenen Sig-Damm fort.

Der Damm des Reservoirs von Tlélat, welcher im Jahre 1862 in Erde hergestellt ist, wurde 1864 zerstört, 1869 wurde ein massiver Damm hergestellt. Das Reservoir ist stark verschlammt.

Der Damm des Reservoirs des Habra-Flusses bei der Stadt Perregaux im Tell wurde 1865 begonnen; bereits im Jahre 1872 trat eine erhebliche Beschädigung durch Hochwasser ein und im Jahre 1881 wurde das Bauwerk vollständig zerstört, bei der Katastrophe verloren Hunderte von Einwohnern das Leben. Der Neubau wurde in den Jahren 1883 und 1884 ausgeführt. Das Reservoir kann 30 Millionen cbm fassen und dient zur Bewässerung von 15000 ha, die Konsumtion beträgt 3 cbm in der Sekunde oder 1 Liter in der Sekunde auf 5 ha.

Die Kosten der Anlage haben im ganzen 3,2 Millionen M. betragen, davon kommen 2 Millionen auf den massiven Damm; die Kosten für das cbm aufgespeicherten Wassers sind 0,15 M.

Bei Ponteba wurde im Jahre 1868 mit dem Bau eines massiven Wehrs begonnen, welches zum Aufstauen des Chéliff-Flusses dient, 11,75 m Höhe hat und bei Hochwasser überströmt wird. Die Länge des Wehrs beträgt 58 m in der Sohle und 85 m im Scheitel, im Grundriſs ist das Bauwerk nach oben konvex gekrümmt. Eine Reihe von Beschädigungen traten während des Baues und nach der Vollendung ein, namentlich erforderte die Vertiefung der Sohle unterhalb des Wehrs sehr erhebliche Kostenaufwendungen; erst nach Anlage eines gegen Ausspülungen gesicherten Bassins unterhalb des Wehrs von 7 m Tiefe und 50 m Länge hörten die Beschädigungen auf.

Die gewöhnliche Konsumtion des Chéliff beträgt 3—4 cbm in der Sekunde, das Minimum 1,5 cbm, es werden 12000 ha bewässert und die Kosten betrugen 800000 Mark.

Das Reservoir von Hamiz bei der Stadt Fondouk wurde im Jahre 1869 begonnen, aber erst 1884 vollendet, die Höhe des massiven Dammes beträgt 38 m und die Länge 40 m in der Sohle und in der Krone 162 m. Das Reservoir faſst 30 Millionen cbm, es können aber nur 13 Millionen aufgespeichert werden und die Kolonisten müssen bei einem Kostenaufwand für die gesamte Anlage von 4 Millionen M. 0,24 M. für das Kubikmeter Wasser zahlen, um die Verzinsung und Unterhaltung zu decken.

Die Reservoire von Arzew, Djidiouin und Marengo sind von geringer Bedeutung und leiden zum Teil an Verschlammung und Undichtigkeit.

Im ganzen sind in Algier in Reservoiren 66 Millionen cbm aufgespeichert mit einem Kostenaufwande von 7 840 000 M. und es werden etwa 50 000 ha bewässert.

Aus dem Vorstehenden geht hervor, dafs die Staudämme vielfach zerstört sind und ist der von Debains mitgeteilte Ausspruch eines alten arabischen Grundbesitzers: „Wozu dienen die grofsen Reservoire, ist es trocken, haben sie kein Wasser, und regnet es, werden die Dämme zerstört", nicht ganz ohne Berechtigung. Die Winterbewässerung wird bei Getreide, Kartoffeln, Bohnen, Wiesen- und Futterkräutern angewendet, sie geschieht nach der Saatzeit und mufs bis Mitte Januar vollendet sein, vorher werden im September und Oktober die Wiesen bewässert; die zweite Bewässerung erfolgt vor der Blütezeit, nach der Ernte werden sämtliche Furchen und Dämme umgepflügt. Die Sommerbewässerung wird für Mais, Melonen, Baumwolle, Tabak, Kartoffeln und Luzerne angewendet und erfolgt in der Regel in Zwischenräumen von 21 Tagen, die Luzerne wird für jeden Schnitt zweimal bewässert.

Von Sachkundigen wird das übliche flache Pflügen der Ländereien für unzweckmäfsig gehalten, die Wurzeln können nicht tief in den Boden dringen und verkümmern, wenn der Wasservorrat ungenügend ist.

2. Die Brunnen.

Die Frage der Brunnen wurde nach der französischen Occupation im Jahre 1854 eifrig studiert, da es sich herausstellte, dafs die vorhandenen Brunnen nach und nach weniger Wasser lieferten. Von dem Marschall Randon wurde die Firma Degoussée u. Laurent zur Erbohrung artesischer Brunnen berufen; der erste Brunnen wurde bei Tamerna im l'Oued Rir im Jahre 1856 vollendet und Fontaine de la Paix benannt. Der Brunnen lieferte 66,6 Liter in der Sekunde. Es folgte nun die Erbohrung einer ganzen Reihe von Brunnen, namentlich im l'Oued Rir, bis im Jahre 1871 die Unruhen in Algier eintraten und eine grofse Anzahl Brunnen beschädigt und verdorben wurden, auch wirkte der Krieg mit Deutschland nachteilig auf die weitere Entwicklung dieser Anlagen ein.

Im Jahre 1873 nahm der General Lacroix die Arbeiten wieder auf und liefs die Schäden ausbessern, alsdann wurde mit der Anlage neuer Brunnen, namentlich im l'Oued Rir, fortgefahren. In diesem Thale liegt eine etwa 70 m starke undurchlassende Schicht auf Sanduntergrund und ein mächtiger Untergrundsstrom streicht von Norden nach Süden der Sahara zu.

Von 1874—1889 wurden in der Provinz Constantine 135 Brunnen erbohrt mit im ganzen 9973 m Bohrtiefe und einer Ergiebigkeit von im ganzen 3440 Liter in der Sekunde. Die Gesamt-Ergiebigkeit der im Jahre 1889 bestehenden 276 neuen artesischen Brunnen mit eisernen Röhren betrug 5062 Liter in der Sekunde, aufserdem finden sich viele alte artesische Brunnen mit hölzernen Röhren, von denen allein im l'Oued Rir 500 vorhanden sind. Aufser diesen artesischen Brunnen, welche in der Regel das Wasser bis zur Terrainhöhe liefern, werden in den Oasen auch gewöhnliche Brunnen zur Bewässerung benutzt, oder es wird das Terrain ausgegraben, auch können natürliche Quellen zur Bewässerung benutzt werden.

Zu den Oasen mit natürlichen Quellen gehört die Oase Zab westlich von Biskra, welche aus 42 Quellen mit einer Gesamtkonsumtion von 2500 Liter in der Sekunde bewässert wird. Die lohnendste Verwendung des Wassers findet zur Bewässerung der

Dattelbäume statt, in l'Oued Rir hat sich die Anzahl der Oasen von 1856 bis 1886 erheblich gehoben, worüber die Angaben auf S. 35 zu vergleichen sind. Man rechnet 200 Dattelbäume auf das Hektar, und den Ertrag 800 M. f. d. ha; die Bewässerung geschieht in Zwischenräumen von 14 Tagen.

Welche bedeutende Erträge die Kultur der Orangen und Apfelsinen liefert, davon giebt Blidah ein Beispiel; das Wasser zur Bewässerung wird aus dem l'Oued el Kébir entnommen und vermittels dreier Kanäle der Stadt und den umliegenden Ortschaften zugeführt. Die Bewässerung beginnt Ende März und hört im Oktober auf, für die Bewässerung der Orangen werden 480 cbm, für Gemüse 430 cbm für 1 ha und Woche gerechnet.

Ein Hektar Orangerie giebt im Durchschnitt 120000 Früchte und einen Ertrag von 1200 M., die Kultur kostet 240 M., also bleibt ein Reinertrag von 960 M.

C. Die Wasserbauten in der englischen Kap-Kolonie.*)

Im südlichen Teile von Afrika ziehen sich die Gebirge parallel der Küste und verzweigen sich in der Mitte und im Südwesten der Kolonie nach Westen in mehrere Ketten.

Zwischen dem Ozean und dem ersten Gebirgszuge auf 48 km Breite liegt das Terrain 90 m über dem Meere, die Bergkette steigt in einzelnen Pics bis auf 1500 m an. Die zweite Zone (Karroo) zwischen der ersten und zweiten Bergkette hat eine gröfste Breite von 48 km, das Terrain liegt durchschnittlich auf 300 m, die einzelnen Spitzen des Gebirgs gehen bis 1800 m. Die dritte Zone zwischen dem zweiten und dritten Gebirgszuge ist breiter als die vorhergehende, hat jedoch nur 80 km Länge, das Terrain liegt 600 m über dem Meere.

Die Bergkette hat über 1800 m Höhe. Jenseits dieser Bergkette findet sich eine Ebene in 1200 m Höhe, welche von Osten nach Westen von 1500 auf 900 m abfällt.

Der Stormberg bildet die Wasserscheide. Die Flüsse haben starkes Gefälle und richten viele Verwüstungen an, eine Deltabildung wird verhindert durch die Strömungen im Meere und Stürme.

Es sind 300 meteorologische Stationen in der Kolonie eingerichtet. Der jährliche Niederschlag schwankt von 0,05 bis 1,35 m.

Der Süd-Karroo erhält 0,25 m Niederschlag, es finden sich Quellen und Gebirgsbäche. Der Mittel-Karroo erhält 0,2—0,375 m Niederschlag.

Der Nord-Karroo erhält Niederschläge 0,15 m im Westen und 0,325 m im Osten. Die Flüsse sind intermittierend, im Westen treten oft nur einige Tage im Jahre Regen ein, bisweilen liegen die Flüsse das ganze Jahr trocken.

Die gröfsten Niederschläge hat der Tafelberg und die Kapstadt mit 1,0—1,55 m jährlich, noch übertroffen von dem Amatolas, auf dessen südlichen Abhängen der Durchschnitt der drei Jahre 1884—1886 1,72 m beträgt. Die West- und Südwestküste haben einen nassen Winter und trockenen Sommer, an der Südküste ist der Regen auf das ganze Jahr verteilt. Im Centrum, im Osten und im Norden der Kolonie giebt es keine Sommerregen, Monat März ergiebt die meisten Niederschläge. Da die Bildung von Genossenschaften sehr schwierig ist, so hat die Regierung folgende Anlagen auf Staatskosten ausführen lassen:

---

*) Annales des traveaux publics 1887, S. 1956 u. 1975. Auch im Auszuge in Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1888, No. 16, S. 169.

1. Van Wyrk's Vley im Norden der Kolonie in Kayen Bult in der südlichen Verlängerung der Wüste Kalahari. Das Reservoir ist durch Abdammung eines Flusses und Thals vermittels Erddamm bewirkt, das Niederschlagsgebiet beträgt 1200 qkm. Das Reservoir kann 158 900 000 cbm fassen, in Wirklichkeit sind aber nie über 9 Mill. cbm aufgespeichert; die Wasserhöhe über den Schützen ist 3,9 m. Zur vollständigen Füllung sind 0,125 m Niederschlag im ganzen Gebiet erforderlich, was nur durch Aufeinanderfolge sehr nasser Jahre erreicht werden kann. Die Verdunstung ist sehr bedeutend, ein Niederschlag von 0,0125 in 24 Stunden ergiebt keine Erhöhung des Wassers im Reservoir. Die Kosten sind 360 000 M., die bewässerungsfähigen Flächen auf gutem Boden messen 40 000 ha, die ganze Fläche in der Nachbarschaft des Reservoirs beträgt 404 671 ha.

2. Brand Vley. Das Reservoir ist westlich von dem vorhergehenden belegen, es enthält 6 810 000 cbm. Die Kosten betragen 13 400 M.; es wird gefüllt aus dem Hochwasser des Flusses Zak.

3. Stolshock, in der Nähe der Stadt Beaufort-West, dient zur Bewässerung einer Pflanzung. Das Niederschlagsgebiet hat 15,4 qkm; die Höhe des Dammes beträgt 6,9 m und die Fassung 295 100 cbm. Seit 1883 ist das Reservoir nur bis zur Hälfte gefüllt. Die Kosten beliefen sich auf 170 000 M.

4. Wolvehock bei Fraserburg, 1885 erbaut; die Fassung ist 83 990 cbm und die Kosten betragen 17 660 M.

5. Quellen von Campbell im Norden der Kolonie. Die 13 Quellen geben zusammen täglich 4540 cbm; im Jahre 1885 hat das englische Parlament 10 000 M. bewilligt zur Unterhaltung und Verbesserung der Kanäle, welche das Quellwasser sammeln und nach der zu bewässernden Fläche führen.

Ein Hindernis der Bewässerung ist der Mangel an Seen und Teichen, der Mangel an Holz, die Schwierigkeit der Bearbeitung und der kostspielige Transport. Vor Anlage der Eisenbahnen kostete eine Tonne Güter von der Küste bis zur Nordgrenze 200 M. Die Karroos sind im ganzen zwar eben, haben aber felsige Hügel und viele Thäler.

Der Wert eines Hektar schwankt von 1,2—200 M.; im Mittel kostet ein Hektar gut bewässerten Bodens 1248 M. und die Pacht beträgt 50 M.

IV. Litteratur.

Aufser der bei einzelnen Aufsätzen angegebenen Litteratur sind folgende Werke und Abhandlungen in dem letzten Jahrzehnt erschienen:

1. Allgemein.

Audoynaud et Chauzit. Nouvelles recherches sur le passage des eaux pluviales au travers de la terre arable. Ann. agr. 1880, VI, S. 407.

Nemèc. Land und Wasser. Teschen 1881.

Riedel. Wasserverhältnisse in Schlesien. Wien 1881.

Alexandre. Note relative à la mesure de l'evaporation. Paris 1881, — siehe auch die Untersuchungen von Cunning. Engng. 30. Juni 1882 und Nicolsky. Le genie civil 1886/87. Bd. X, S. 167.

Frank. Frage der besseren Behandlung und Ausnutzung des Wassers. 1882.

Hefs. Die Wasserwirtschaft in der Provinz Hannover. Land- u. forstw. Zeitg. 1882, 10. Mai.

Laffineur. Hydraulique et hydrologie souterrain et superficielle. Paris 1882.

Heuzé. Les paturages, les prairies naturelles et les herbages. Paris.

Burnefs. Practical river reform in drainage and navigation, in water power and irrigation, in warping land and storing water. London 1881, besprochen Engng. 31. März 1882.

Türr. Memoire et notes au sujet de l'utilisation des cours d'eau du royaume de Hongrie. Rome 1881.

Formeln zur Bestimmung der Ausflufsmengen. Proceeding of the inst. of civ. eng., auch Glasers Ann. f. Gew. u. Bauw. 1882, April, S. 194.

Francis Lowell. Hydraulic experiments. 4. Aufl. New-York 1883.

Salles. Konsumtion unvollkommener Überfälle. Ann. des ponts et chaussées 1884, S. 305.

Versuche von Berton und Francis. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1884, S. 61.

Kleitz. Note sur la theorie de l'ecoulement de l'eau par déversoir. Ann. des ponts et chaussées 1885, II, S. 1157—1164.

Cipoletti. Canale Villoresi, Esperimenti e formole per grandi stramazzi. Milano 1886.

Tagliasachi. La recente publicazione di Cipoletti sul modulo per la dispensa delle acqua. Politecnico 1886, S. 184.

Turazza. Osservazioni intorno ad una proposta relativa agli stramazzi o scarificatore. Daselbst, S. 460.

Bazin. Wassermenge bei Überfällen. Ann. des ponts et chaussées 1888, II., S. 393—418, auch Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1889, S. 513—516 und 1890, S. 880.

Wex. Hydrodynamik. Entwicklung neuer genauer Formeln zur Berechnung der Wasserabflufsmengen bei Überfallwehren, Grundschleusen u. s. w. Leipzig 1888.

Eine eingehende Kritik der in älteren und neueren Zeiten aufgestellten Formeln und Entwicklung neuer und vollständigerer Formeln unter Benutzung zuverlässiger Versuche. In einem Anhange (Seite 155—168) ist die Unrichtigkeit der von Cipoletti entwickelten Formeln nachgewiesen.

Frese. Versuche über den Abflufs des Wassers bei vollkommenen Überfällen, mit 8 Blatt Zeichnungen und Textfiguren. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1890, S. 1285, 1309, 1337 und 1365.

In dieser äufserst sorgsamen und ausführlichen Arbeit werden die angestellten Versuche erörtert und neue Formeln entwickelt, welche mit anderen Versuchs-Ergebnissen genügend übereinstimmen.

v. Ehmann. Die Versorgung der wasserarmen Alb mit fliefsendem Trink- und Nutzwasser u. s. w. Stuttgart. Greiner und Pfeiffer.

Von dem Verfasser wurde zuerst im Winter 1866/67 die Versorgung der wasserarmen Alb mit fliefsendem Trink- und Nutzwasser vermittels Hebung des Wassers durch Wasserkraft in Anregung gebracht; bereits im Jahre 1870 konnte der erste Spatenstich geschehen. Bis zum Jahre 1881 geschah die Vollendung der in acht Gruppen geteilten Anlagen. Das Werk ist sowohl in nationalökonomischer als technischer Beziehung von höchstem Interesse.

Dankwerts. Über die Notwendigkeit, eine düngende Bewässerung mit der Entwässerung der Marschen zu verbinden. Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 213 und 219.

Mathies. Die Melioration der Elbniederung bei Magdeburg und das Wehr bei Pretzien. Centralbl. der Bauverw. 1884, November und Dezember.

Die Abhandlung enthält aufser einer allgemeinen Darlegung der ausgeführten Melioration auch durch Zeichnungen erläuterte Angaben über die Verschlufsvorrichtung des Pretziener Wehrs.

Schlebach. Über Landeskultur. Reisebericht. Stuttgart 1884.

Der Verfasser hat die Landeskulturen in Elsafs-Lothringen, Belgien, Holland, Bremen, Hannover, Bayern und Hessen studiert und giebt interessante Mitteilungen über die neueren Anlagen.

Eser. Untersuchungen über den Einflufs der physikalischen und chemischen Eigenschaften des Bodens auf dessen Verdunstungsvermögen. Heidelberg 1884.

Die sorgfältigen und eingehenden Untersuchungen haben ergeben, dafs die Wasserverdunstung von der im Boden enthaltenen Feuchtigkeit abhängt und dafs die Verdunstung so lange an der Oberfläche vor sich geht, als diese sich feucht erhält; durch kapillares Aufsteigen wird der Verlust so lange ersetzt, als der Wassergehalt mehr als etwa 50% der Wasserkapazität beträgt. Durch Austrocknung der zu Tage tretenden Schichten des Bodens wird die Verdunstung wesentlich gemindert, um so mehr, je mächtiger die abgetrocknete Schicht wird. Eine rauhe Oberfläche verdunstet stärker, als eine ebene. Der Humus verdunstet die gröfsten, der Sand die geringsten Feuchtigkeitsmengen, der Thon steht zwischen beiden.

Ist Grundwasser vorhanden, so ist die Verdunstung um so geringer, je gröfser der Abstand zwischen Bodenoberfläche und Grundwasserspiegel ist.

Einen grofsen Einflufs auf die Verdunstung übt der Pflanzenwuchs aus, ein derartiger Boden liefert die gröfste Verdunstung, während ein mit Streu, Steinen u. s. w. bedeckter Boden die geringste Verdunstung ergiebt.

Das Raab-Donau-Gebiet und die Trockenlegung des Neusiedler Sees. Civiltechn. 1884. März, S. 41 u. 42.

Legier. Relazione sulla sistemazione e derivazione d'aqua dal Lago di Lugano. Milano 1884.

Friedrich. Die Boden-Melioration in Bayern und Hannover. Reisebericht. Wien 1885.

Der Verfasser hat die dem Werke zu Grunde liegende Reise im Jahre 1884 ausgeführt, die Landes-Meliorationen eingehend studiert und die gesetzlichen Bestimmungen erörtert. Das mit vielen Tafeln ausgestattete Werk giebt nicht allein eine Übersicht der Meliorationen in Bayern und Hannover, sondern wird auch für das Studium der Meliorationstechniker von Nutzen sein.

Boden-Melioration in Kärnten und Tirol. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1885, No. 13, S. 125 und 126.

Zustand der Flüsse und der Ent- u. Bewässerungen in Californien. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 326 u. 327.

Pareto. Trattato dell impiego delle acque in agricoltura. Milano 1885.

Scott. The complet text book of farm engineering. London 1885.

Der mit einer grofsen Zahl Holzschnitte ausgestattete starke Band enthalt alles, was einem auf sich selbst angewiesenen Landwirt zu wissen nötig ist; es ist behandelt die Ent- und Bewässerung, Wegeanlagen, Einfriedigungen, ländliche Gelände, landwirtschaftliche Maschinen und Vermessungswesen.

Toussaint. Die Wiese, deren Technik und Pflege. 1885.

Wollny. Forschungen auf dem Gebiete der Agrikultur-Physik. 1881—1886.

Klaas. Die Melioration des Riedes, insbesondere die Ent- und Bewässerung der tiefliegenden Kulturländereien. Darmstadt 1886.

Ronna. Chimie appliqué à l'agriculture. Travaux et experiences du Dr. Voelker. 2 Bände; 490 u. 488 Seiten. Nancy und Paris 1886.

Giese. Bessere Verwertung der Naturkräfte und Naturprodukte im Kinzig-Gebiete des Grofsherzogtums Baden als Beispiel für alle Flufsgebiete. Karlsruhe 1887.

Heuschmid. Die Bodenbewirtschaftung im Deutschen Reiche. Zeitschr. d. landw. Ver. in Bayern 1887.

Lefour. Culture générale et instruments aratoires. Defrichements, assainissement, drainage, la bours et façons du sol. 4. Aufl., 174 Seiten mit 135 Figuren. Paris 1887.

Daubrée. Les eaux souterraines à l'époque actuelle, leur régime, leur temperature, leur composition au point de vue du role qui leur revient dans l'économie de l'écorce terrestre. 2 Bände, 459 und 307 Seiten mit Abbildungen. Paris 1887.

Boussingault. Agronomie, chimie agricole et physiologie. 1. Bd., 3. Aufl. Paris 1887.

König. Die Verunreinigung der Gewässer. Berlin 1887, 624 Seiten und 10 Tafeln.

Fecht. Das Meliorationswesen in Elsafs-Lothringen. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 22 u. 30.

von Hasselt. Praktische Vorschläge über Konsumtions-Messungen kleinerer Flüsse. Tijdschrift van het Kon. Inst. van Ing. 1887/88. Verhandlungen, S. 50.

Liebscher. La marche de l'absorption des principes nutritifs par les plantes et son importance pour la théorie des engrais. 104 Seiten und 20 Tafeln. Nancy 1889.

Perels. Abhandlungen über Kulturtechnik. Jena 1889.

Der durch sein Handbuch des landwirtschaftlichen Wasserbaues, von welchem im Jahre 1884 die zweite Auflage erschien, rühmlichst bekannte Verfasser giebt in dem vorstehenden Werke eine Reihe Abhandlungen, welche sowohl für den Kulturtechniker, als für den Landwirt von Interesse sind; die Sammlung ist hervorgegangen aus Vorträgen an der Hochschule für Bodenkultur in Wien und aus anderen in Vereinen u. s. w. gehaltenen Vorträgen. Von dem reichhaltigen Inhalte mögen nur folgende Kapitel hervorgehoben werden: Stauanlagen. Überschwemmungen. Wasserstrafsen. Entwässerung und Bewässerung. Moorkultur. Ländliche Wasserversorgung. Verwertung der Fäcalien.

Alessandri. Studi sulla evaporazione comparata dell acqua del suolo e di piante erbacca. Milano 1888; auch Italia agricola 1888, No. 24 u. s. w.

Siehe ferner Supplement zu Scientific American, 5. Juni 1886 und Transactions of the American Society of civil engineers, vol. XV, S. 581—646.

Vertilgung des Mooses durch Eisenvitriol. Annales di l'agriculture 1888, S. 663.

Auf Seite 787 werden günstige Erfolge nachgewiesen, wenn der Boden nicht über 3,5—4% Eisenoxyd enthält. Es werden 300 kg für junge Wiesen, 600 kg f. d. ha für alte und kräftige Wiesen verwendet, bei sehr üppigem Moose bis 2000 kg.

Wollny. Über die Bedeutung des Wassers für die Bodenkultur. Deutsche Landw. Presse, 27. u. 30. November 1889.

Gerson. Wie es hinter unseren Deichen aussehen müfste. 3. Aufl. Berlin 1889.

In der interessanten Broschüre behandelt der Verfasser eine Frage, welche für die weitere Entwicklung der Kultur der Flufsniederungen von der gröfsten Bedeutung ist, nämlich das Einlassen des Hochwassers der Flüsse in die bedeichten Niederungen und die Verminderung der Hochfluten durch dieses Einlassen. Der Verfasser ist selbst praktischer Landwirt und hat das grofse Verdienst, das Interesse für diese Landeskultur, namentlich bei den Landwirten, angeregt zu haben und es ist vorauszusehen, dafs trotz der vielen Schwierigkeiten, welche bei derartiger Umwandlung der Kulturen entstehen, doch mit der Zeit eine praktische Anwendung stattfinden wird.

Die Broschüre enthält eine Darlegung der Zweckmäfsigkeit bezw. Notwendigkeit der Ausnutzung der Hochwasser für die Landeskultur und Angabe der Mittel zur Erreichung dieses Zweckes.

Der Verfasser hat im Jahre 1890 eine Reise behufs Auswahl geeigneter Terrains für Probeanlagen zum Einlassen der Hochwasser der preufsischen Ströme in die Niederungspolder ausgeführt und die Ergebnisse in den Mitteilungen der Deutschen Landwirtschafts-Gesellschaft, Stück 24—26 veröffentlicht. Der Gegenstand ist auch im 21. Kongrefs Deutscher Landwirte am 25. Febr. 1890, S. 4—40 verhandelt.

Einer Besprechung sind die fraglichen Vorschläge in dem Centralbl. der Bauverw. 1889, S. 139 durch Gerhardt unterzogen, auch finden sich Angaben Deutsche Bauz. 1888, S. 374 und Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 98 u. 680.

Charpentier de Cossigny. Hydraulique agricole. 2. Aufl. Paris 1889.

Der Verfasser hatte ursprünglich das Werk in Veranlassung eines Preisausschreibens der Gesellschaft französischer Landwirte verfafst, auch wurde demselben im Jahre 1873 der Preis zuerkannt, späterhin hat der Verfasser in der zweiten Auflage den Inhalt durch Hinzufügung der Entwässerungen u. s. w. erweitert. Viele Holzschnitte. Das Werk ist durch seine kurze und klare Fassung für den praktischen Gebrauch besonders geeignet.

Bömches. Der internat. Kongrefs für die Nutzbarmachung der fliefsenden Gewässer zu Paris, 1889. Wien.

Riggenbach. Genauigkeit bei Regenmessungen. Meteorologische Zeitschr. 1889, S. 156.

Differenzen in benachbarten gleich günstig aufgestellten Regenmessern bis 5 mm; je gröfser die Niederschläge, desto gröfser die Ungleichmäfsigkeit.

Cleveland Abbe. Fehler der Regenmessung. Report of the British Association 1889, S. 508.

Gebhart. Paturages et forêts. Mise en valeur des terres incultes du massif central de la France. Paris 1890.

Kröhnke. Über den Einflufs der Stromregulierungen auf die Wasserstände. Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 263.

Es wird der Nachweis zu führen gesucht, dafs die Regulierung der Flüsse die Vorflut-Verhältnisse nicht verschlechtert.

„Les cours d'eau" enthält Hydrologie von Lechalas und Legislation von Lalonde, der erste Band einer Encyclopädie der Landwirtschaft. Colin u. Co. 1890.

Untersuchungen über Sickerwasser in Wollny's Forschungen auf dem Gebiete der Agrikultur-Physik 1889 und Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 433.

Jurisch. Die Verunreinigung der Gewässer. Berlin 1890.

Die Broschüre bietet eine vollständige Übersicht der Abwässer, der Schädlichkeit und Reinigung derselben und des Zustandes der deutschen Flüsse in Betreff der Verunreinigung.

Fraissinet. Die volkswirtschaftliche Bedeutung der Privatflüsse und Bäche für Industrie und Landwirtschaft. Leipzig 1891.

Durand Claye et F. Launay. Hydraulique agricole et génie rural. Tome I, II. Paris 1890, 1892. I. Météorologie. Géologie. Physiologie végétale. Répartition des eaux. Cours d'eaux. — II. Machines agricoles. Engrais. Irrigations. Dessèchements. Colmatages. Polders. Drainage. Fixation des dunes. Utilisation des eaux d'égout.

2. Reservoire behufs Bewässerung.

Dehérain. Bewässerungen in Algier. Reservoir Habra. Genie civil 1881.

Riedel. Bau der Wasserstube von Aglsboden bei Sterzing in Tyrol. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver., 23. Juli 1881.

Hefs. Über die Anlage von Sammelteichen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1882.

Crugnola. La rottura della traversa dell Habra. Torino 1882.

Crugnola. Sui muri di sostegno e sulle traverse di serbatoi d'acqua. Mit Atlas. Torino 1882.

Kohlhammer. Denkschrift über die Anlage von Sammelweihern, 1883. – Besprechung in der Zeitschr. f. Bauw. 1884, S. 218 und Wochenbl. f. Bauk. 1887, No. 101 u. 103.

Verteilung des Wassers der Neste. Reservoir d'Oridon. Ann. des ponts et chaussées 1887, Sept. S. 326.

Über Thalsperren. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1888, S. 662.

Anlage von Stauweihern in den Vogesen. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 233 und Deutsche Bauz. 1888, S. 595.

Jacob Arthur. Designing and construction of storage reservoirs. New-York 1888.

Weymann. The design and construction of mansoury dams. 4. New-York.

Zoppi e Torricelli. Laghi artificiali dell Algeria, della Franzia et dell Belgio e irrigationi, laghi artificiali della Spagna. 2 Bde. mit 29 bezw. 11 Tafeln. Separatabdruck aus Politecnico 1889; auch in den Annali di agricultura 1878—1888, No. 106 und No. 141.

Kresnick. Die Sicherheits- und Benutzungs-Vorkehrungen bei Wasser-Reservoiren. Spielhagen und Schurich 1889; auch Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, S. 313 und 322.

Siehe aufserdem Ronna. Les irrigations. Bd. I, 1888, S. 502—543 und Tratado de aquas y riegos por Llaurado. Bd. I. Madrid 1884. S. 176—213.

3. Senkung von Seen.

Senkung des Okeechobee-Sees in Florida. Scientific American 1881, Juli, S. 69.

Roloff. Die Senkung des Hjelmar-Sees in Schweden. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1884, No. 89, S. 453.

Spezi. Relazione sui progetti per il disseccamento del Lago Trasimeno. Foligno.

Das Raab-Donau-Gebiet und die Trockenlegung des Neusiedler Sees. Civiltechn. 1884, März, S. 41—42.

Der Stand der Arbeiten zur Regulierung der Wasserstände des Genfer Sees. Schweiz. Bauz. 1887, Juni, S. 143.

Die Trockenlegung des Kopais-Sees in Griechenland. Genie civil 1886, Okt., S. 357 und 373 und Petermanns Mitteilungen 1889, S. 71—73.

Trockenlegung des Sees von Aboukir bei Alexandria. Deutsche Bauz. 1888, S. 400.

4. Natürliche Entwässerung und Drainage.

Schneider und Nicca. Das Seeland der Westschweiz und die Korrektion seiner Gewässer. Bern 1881.

Eine Denkschrift, welche die im Laufe der Zeit bekannt gewordenen Einzelarbeiten nach der Vollendung zusammenfafst und aufserdem sehr interessante Nachweisungen in Betreff des Meliorationsgebiets aus der vorhistorischen und der historischen Zeit enthält. Das ursprüngliche Programm der Melioration, welches im Jahre 1842 aufgestellt wurde, bestand in Sicherung der Thalebene von Entreroches und Peterlingen bis Solothurn auf 100 **km** Länge vor den Überschwemmungen der Aare und der Juragewässer und in Trockenlegung von 24000 **ha** Sümpfen in dieser Flufsstrecke. Die Kosten waren veranschlagt zu 11,2 Millionen M., die Ausführungskosten betrugen 11,84 Millionen M., aufserdem 760000 M. für die Binnenentwässerung. Der Beginn der Meliorationsarbeiten konnte wegen vieler Streitigkeiten erst 1868 erfolgen. Die Bundesversammlung leistete einen Beitrag von 4 Millionen M.

Peyer und Brindl. Die Melioration der Save-Niederungen. Agram.

Das Meliorationsgebiet umfafst 115000 **ha**, die Kosten sind veranschlagt zu 3¼ Millionen M. Der interessanten Abhandlung ist eine Karte beigefügt.

Crepis. Trockenlegung der Pays wateringues im nördlichen Frankreich. Ann. des ponts et chaussées 1881, Febr., S. 137—196.

Kinchau and McHenry. Handy book on reclaiming waste lands in Ireland. Dublin 1882.

v. Podhayski. Entwässerung des Laibacher Moores. Technischer Bericht. Laibach 1882.

Die zu entwässernde Sumpffläche beträgt 15700 **ha**, die Kosten der Entwässerung rund 3 Millionen M., das Projekt ist speziell beschrieben und eine Karte beigefügt. Von Interesse ist die Schleuse im Gruber'schen Kanal mit 1,8 **m** Stau, sechs Öffnungen von je 4,3 **m** im Lichten und je 4 Staubalken von genietetem Eisenblech, je 0,47 **m** hoch. Die Hebung geschieht durch eine bewegliche Windevorrichtung. Eine Spezial-Zeichnung der Konstruktion der Verschlufsvorrichtungen ist beigefügt. Vergl. auch Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1888. Heft II, S. 51—59.

Abbot und Comp. Maschine zum Legen von Drains. Scientific American 1882, Juli, S. 66.

Die Maschine hebt den Boden aus, legt die Röhren und bedeckt dieselben mit der ausgehobenen Erde.

Hefs. Gutachten betreffend die Melioration der Wümme-Niederung, mit Karte. Bremen 1883.

Denton. Agricultural drainage. London 1883.

Der Verfasser hat sich 40 Jahre mit der Drainage beschäftigt und legt seine Erfahrungen in dieser Schrift nieder, am Schlusse wird auch die Unterstützung dieser Melioration durch Geldzuschüsse und Anleihen behandelt.

Lederer. Die sirmische Ebene (Slavonien) und die Entwässerungsarbeiten der alten Römer. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, Sept., S. 233 und 237.

Melioration des Agro Romano. Civiltechn. 1884, Jan., S. 6 u. 7 und Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 423 bis 428.

Instruktion der Königl. General-Kommission für Schlesien für Feldmesser und Draintechniker zur Entwerfung und Ausführung von Drain-Plänen. Berlin 1884.

Michaelis. Die Regulierung der Vorflutverhältnisse im Emscher-Thale von Herne bis Oberhausen. Münster 1884.

Das Anwachsen der Bevölkerung in den Industriebezirken Westphalens und Rheinland hat durch die Verunreinigung der natürlichen Gewässer mit Abfallwasser aus den Städten und Arbeiterkolonien unerträgliche Zustände geschaffen, welche noch dadurch erhöht werden, dafs die Fabriken, namentlich die grofsen Brauereien, den Wasserläufen schädliche

Stoffe zuführen und die Kohlen- und Erzwäschen die Flüsse verschlammen und die ausgepumpten Wassermassen Chloride in grofser Menge enthalten, sodafs diese Gewässer jede Vegetation töten.

Diese ungünstigen Verhältnisse werden aber noch erheblich durch die Bodensenkungen vermehrt, welche durch den Bergbau hervorgerufen werden und deren Mächtigkeit etwa der Stärke der abgebauten Schichten gleichkommt.

Das von dem Verfasser bearbeitete Projekt sucht diese Übelstände thunlichst zu mildern und zu beseitigen und enthält alle Einzelheiten, auch Kostenanschläge; die Broschüre hat ein hohes technisches Interesse, namentlich für diejenigen Techniker, welche mit ähnlichen Verhältnissen zu kämpfen haben.

Köhler. Die Landesmelioration des Havelländischen Luchs nebst Herstellung einer Schiffahrtsstrafse von Niederneuendorf bis Hohennauen, mit Karte. Berlin 1884; auch im Wochenbl. f. Bauk. No. 101 und 103, S. 519 u. 520.

Die Fläche des Meliorationsgebiets beträgt 35 300 **ha** und die Kosten mit Schiffahrtskanal für Oderkähne 6 Mill. M., ohne Berücksichtigung der Schiffahrt 2 300 000 M. oder 65 M. f. d. Hektar. Der Gesamt-Mehrertrag durch die Melioration ist auf jährlich 415 000 M. geschätzt.

Köhler. Die Landesmelioration des Spreewaldes. Berlin 1885.

Das Meliorationsgebiet umfafst den ganzen 49 **km** langen Spreewald und 20 000 **ha** Fläche; das Projekt geht darauf hinaus, zeitweise eintretende ungünstige Fälle, Überflufs oder Mangel an Wasser abzuwenden und ist im einzelnen erörtert; die Kosten betragen 2 500 000 M. oder 113,5 M. durchschnittlich für ein Hektar der beteiligten Fläche. Die Steigerung des Reinertrages ist zu jährlich 1 201 800 M. geschätzt.

Die Entsumpfung der Ebene der Orbe im Canton Waadt. Schweiz. Bauz. 1885, März, S. 61 u. 62.

Die Fläche beträgt 3165 **ha**, die Kosten 800 000 M.

Lübberger. Entwässerungsanlage bei Markdorf in Baden. Deutsche Bauz. 1885. No. 79, 83 u. 87 S. 473, 497 u. 521.

Die am 25. Juni 1882 und 4. Juli 1886 in Italien erlassenen Gesetze zur Trockenlegung von Sümpfen sind kurz angegeben im Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 382.

von Lancizolle. Projekt für die Regulierung der Lippe zwischen Lippstadt und Hamm, mit 2 Karten. Münster 1886.

Die Überschwemmungen im Lippe-Thale zwischen Lippstadt und Hamm hatten schon seit 1864 zur Aufstellung verschiedener Projekte durch den Baurat Michaelis geführt, die Ausführung war aber an den erheblichen Kosten gescheitert. Von dem Verfasser wurde nun im Jahre 1885 ein neues Projekt für die 1800 Hektaren des gefährdeten Thales aufgestellt. Die Gesamtkosten belaufen sich auf 607 000 M.

Entwässerungsarbeiten in Rufsland. Entwässerung der Pink-Sümpfe. Engng. Novbr. 1885.

Von 1870 bis 1885 wurden 810 000 **ha** entwässert, und 48 600 **ha** in Kultur genommen.

Entwässerungen zwischen Bug und Dniepr. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1886, S. 127 und 128.

Das Kanalnetz hatte im Jahre 1885 bereits eine Länge von 2000 **km** erreicht und bietet neben der Entwässerung Wasserwege für den Holzhandel. Der Wert des trocken gelegten Bodens ist auf das Dreifache gestiegen.

Legler. Das Linth-Unternehmen von 1862—1886. Schweiz. Bauz. 1886, Dezbr., S. 135—137.

Der Aufsatz behandelt den Ausbau in den letzten 25 Jahren und die Gewinnung von Wasserkräften.

Nielsen. Die Nivellier- und Drainier-Kunde. Mit 12 Taf. Varel 1886. Siehe auch Landw. Jahrb. 1886, Heft 2 und Deutsche Bauz. 1888, S. 556—559.

Entwässerung in Irland. Engng. 1887. I, S. 549—550.

Die Königliche Kommission für die öffentlichen Bauten in Irland hat im Jahre 1886 die Sachlage eingehend untersucht, mit dem Ergebnis, dafs unter jetzigen Verhältnissen Privatkapital bei diesen Anlagen eine Rechnung nicht finden kann. Es wird daher der Regierung vorgeschlagen, das Kapital zu $3^1/_4$ Prozent vorzuschiefsen und dasselbe allmählich abtragen zu lassen.

Kreuter. Praktisches Handbuch der Drainage. Dritte vermehrte Auflage. Mit 95 Holzschnitten und Tafeln. Wien 1887.

Die ersten beiden Auflagen sind in den Jahren 1851 und 1854 erschienen und sollten hauptsächlich auf den Nutzen der Drainage hinweisen, die vorliegende dritte Auflage umfafst die seither gemachten Erfahrungen und giebt eine vollständige durch viele Holzschnitte erläuterte Anweisung für diese Landeskultur. Beigefügt ist eine ausführliche Darlegung der Fabrikation der thönernen Röhren, welche für die Ingenieure von grofsem Nutzen ist, da der Verfasser selbst eine grofse Zahl von Röhrenfabriken eingerichtet hat und daher über reiche Erfahrungen gebietet.

Dempsey u. Clark. On the drainage of lands, towns and buildings; revised with large additions on recent practice in drainage engineering. 358 Seiten. Locwood.

Struck. Über fehlerhafte Thonrohr-Entwässerungen und deren wirtschaftliche Nachteile. Wochenbl. f. Bauk. 1887, S. 294, 304 u. 313.

Die Entwässerungen i. d. Kesselthälern von Krain. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1887, S. 129–135.

Die Verbesserung der Elster. Civil-Ing. 1888, Heft 4, S. 295—336.

Die Entwässerung des Thales von Mexico. Railr. gazette 1888, S. 335 und Engineer 1889, Juni, S. 555.

Das bedeutendste Bauwerk ist ein 9520 m langer Tunnel; die Kosten sind zu 10 Millionen M. veranschlagt. Siehe auch Actas de la Asociacion sobre saneamiento de Mexico in den Annales de la Asociacion de Ingenieros y Arquitectos de Mexico. Mexiko 1888, S. 55 u. 105.

Riedel. Die Wasserverhältnisse im Flufsgebiete der Narenta und die Amelioration des Gacko Poljo in der Herzegowina. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1888, S. 331 u. 332 und 1889, S. 158 u. 169.

Drainrohrweiten. Deutsche Bauz. 1889, S. 237—239.

Entwässerung der Linkuhnen-Seckenburger Niederung. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 117 u. 269.

Waring. Sewerage and land drainage. New-York 1889. Journal de l'agr. 1890, Tom. I, S. 513.

Risler hat gefunden, dafs die Verstopfung der Drains dann erfolgt, wenn die Drains in die Richtung des gröfsten Gefälles gelegt sind; es mufs der Sammeldrain in diese Richtung verlegt werden, damit sich die Geschwindigkeit in demselben vergröfsert. Chambrelent und Dampierre schliefsen sich der Ansicht an und wird nachgewiesen, dafs diese Art der Anordnung bei den grofsen Drainage-Arbeiten in der Gironde schon längst befolgt wird.

Ebermann. Bodenfeuchtigkeit und Sickerwassermengen. Veröffentlicht in Wollny. Forschungen 1889, auch Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 433 u. 472.

Dubois. La vallée de la Scarpe, sa situation, geographique, son dessèchement 1677—1889, mit Karte. Marchienne 1889.

Merl. Neue Theorie der Bodenentwässerung. Ansbach 1890; eine Besprechung findet sich Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 364.

Larbalètrier. Manuel pratique du drainage des terres arables. Fignol 1890.

Einwachsen von Pflanzenwurzeln in die Drains. Deutsche landwirtsch. Presse 1891, No. 87 und Hannov. land- u. forstw. Zeitg. 1891, 12. November.

Es wird das Überschütten mit Steinkohlenasche an den gefährdeten Stellen empfohlen, bei 50 cm Überschüttung soll eine Störung nicht mehr vorkommen.

5. Künstliche Entwässerung.

Entwässerung in Codigoro (Italien). Journ. de l'agr. 1881, Bd. I, S. 453.

Von Gwynne wird angegeben, dafs 33,3 cbm in der Sekunde durch 8 Centrifugalpumpen gehoben werden; der von Experten ermittelte Nutzeffekt beträgt im ganzen 65%.

Gravenstein und Dorp. Entwässerungs-Projekt für die Niederung Calcar. Nymegen 1883.

Die Broschüre enthält eingehende Berechnungen der Niederschlagsmengen und der zur Trockenlegung und Haltung erforderlichen Maschinenkraft.

Entwässerung des Messingham-Distrikts in der Niederung des Trent-Flusses. Engineer 1882, 18. Aug. S. 119; auch in Wheeler. Drainage of fens, S. 127—129.

Stoombemaling van polders en boezen, mit Atlas von 25 Tafeln. s'Gravenhage 1885.

Runde. Entwässerung der Neuenbrooker Schleusen-Kommune (Kreis Steinburg). Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1885, S. 207.

Die zu entwässernde Fläche beträgt 2500 ha, die gröfste Abflufsmenge wurde zu 2,3 cbm in der Sekunde angenommen, die durchschnittliche Hubhöhe beträgt 2,3, die gröfste 3,7 m.

Die Hebung geschieht durch zwei Zwei-Cylinder-Dampfmaschinen und zwei Kreiselpumpen. Leistung 82 Nutz-Pferdestärke, Kohlenverbrauch 2,25 **kg**, Gesamtkosten 120 000 M.

Wolf. The windmill as a prime mover in New-York. London. Trübner.

Die kleine Schrift wird in Engineering 1885 gut rezensiert. Siehe auch Arambura. Motores de viento. Descripción de los sistemas modernos americanos. Madrid 1888, 103 Seiten mit 39 Abbildungen und 1 Tafel.

Brügmann. Über Ent- und Bewässerungsanstalten im Bremer Gebiete. Hann. land- u. forstw. Zeitg., 9. Dez. 1885.

Poillon. Traité des pompes et machines à élever les eaux. Paris 1885. Ein sehr ausführliches Werk. Band I, 500 Seiten mit 56 Tafeln, Band II, 500 Seiten und Atlas.

Trockenlegung eines Teils der Sümpfe von Fondi bei Rom. Genie civil 1885, 2. S., S. 69.

Entsumpfung der Niederungen in Oberitalien. Zeitschr. f. Bauw. 1887, S. 580—586.

Colyer. Pumps and pumping machinery. Bd. I mit 23 Tafeln, Bd. II mit 11 grofsen Tafeln. London. Spon.

Tolle. Dampfschöpfwerk für das St. Jürgensfeld im Kreise Osterholz (Provinz Hannover). Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1887, S. 349.

Die zu entwässernde Fläche ist 4100 **ha** grofs und fast ganz von Sommerdeichen umgeben; die Trockenlegung im Frühjahr ist in 45 Tagen zu beschaffen, in dieser Zeit sind in 22 Arbeitsstunden täglich 14 **cbm** in der Sekunde und bei 0,43 **m** durchschnittlicher Hubhöhe 80 Nutzpferde erforderlich, unter den ungünstigsten Verhältnissen im Sommer 106 Nutzpferde. Es sind verwendet 3 Kreiselpumpen auf horizontaler Axe und Verbund-Dampfmaschine mit Röhrenkesseln. Kosten 250 000 M., davon entfallen 95 000 M. auf die Maschinenanlage. Die Anlage wurde 1883/84 ausgeführt und hat sich vollständig bewährt.

Korevaar. Prüfung von Schöpfmaschinen. Tijdschrift van het Koninkl. Inst. v. Ing. 1886/87, S. 94.

Der Verfasser erklärt sich für Schöpfräder und Kolbenpumpen, aber gegen Centrifugalpumpen; erörtert die Unrichtigkeit der üblichen Berechnung der Leistung nach dem Verbrauch an Steinkohlen und Leistung nach gehobenem Wasser, weil der Einflufs der Kessel und der Dampfmaschine, welcher überwiegend ist, darin begriffen sei.

Dankwerts. Die Entwicklung der Abwässerungs-Verhältnisse des holländischen Rheinlandes. Zeitschr. f. Bauw. 1887, S. 85—102.

Schöpfwerks-Anlage zur Entwässerung des Lunow-Stolper Bruches. Wochenbl. f. Bauk. 1887, No. 95, 97, 99, und Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1888, S. 273.

Die neuen Centrifugalpumpen nach dem System Farcot. Ann. des ponts et chaussées 1888, II. S. 325.

Die Pumpen sind mit Erfolg in Ägypten ausgeführt, das Verhältnis des Nutzeffekts in gehobenem Wasser zu der Arbeit des Dampfes auf den Kolben 0,651, der Nutzeffekt der Pumpen 0,723 und wenn man die Verluste durch Zu- und Ableitung in Rechnung bringt, 0,796. Der Kohlenverbrauch 1,13 **kg** f. d. Stunde und Pferdekraft, in gehobenem Wasser gemessen.

Wheeler. The drainage of fens and low lands. London 1888.

Das durch viele Zeichnungen erläuterte Werk enthält die natürliche Entwässerung, namentlich aber die künstliche Entwässerung. Es werden die verschiedenen Arten der Schöpfmaschinen und der Nutzeffekt derselben besprochen, aufserdem aber eine ganze Reihe ausgeführter Anlagen in England und in anderen Ländern eingehend beschrieben; ein Teil der Anlagen in England war bislang in der Litteratur nicht berücksichtigt.

van Hasselt en de Koning. Het stoomgemaal voor het Polderdistrict „De Lymers.“ Tijdschrift van het Konigl. Inst. van Ing. 1889, S. 151—160.

Der Polder ist im Südosten der Provinz Gelderland am Alten Rhein, der Gelder'schen Yssel und dem Niederrhein belegen, die zu entwässernde Fläche beträgt 5500 **ha**. Die auszuhebende Wassermasse ist unter der Annahme, dafs 0,2 **m** in einem Monat fallender Niederschlag in einem Monat zu 25 Arbeitstagen bewältigt werden soll, zu 5 **cbm** in der Sekunde berechnet und einschliefslich des Quellwassers zu 6 **cbm** in der Sekunde: die höchste Hubhöhe beträgt 3,4 **m**. Die Hebung geschieht mit 3 Centrifugalpumpen von 1,75 **m** Durchmesser auf horizontaler Axe, welche von Verbund-Dampfmaschinen getrieben werden. Die Ausführung erfolgte 1881 bis 1883, die Kosten betrugen 427 000 M.; davon entfallen 112 500 M. auf die Maschinenanlage.

Ringelmann. Machines employés en agriculture pour l'élevation des eaux. Paris 1889.

Huet. Berechnung der Leistung von Polder-Schöpfwerken. Tijdschr. van het Koninkl. Inst. van Ing. 1888/89, S. 86—90, auch in den Verhandlungen S. 33 (Kritik der verschiedenen Schöpfwerke) und Beilage 14, Entwurf eines neuen Dampfschöpfwerkes zu Vijfsluizen (bei Schiedam).

Die Berechnung der Leistungen ist besonders interessant wegen des Nachweises des grofsen Kraftverlustes behufs Herstellung der Geschwindigkeit bei geringen Hubhöhen.

Huet. Entwässerung tiefer See-Polder. Tijdschrift van het Koninkl. Inst. van Ing. 1889/90, zweiter Teil, 43, 81 und 96 mit 6 Blatt Zeichnungen.

Künstliche Entwässerungen in Preufsen in dem Jahre 1889. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 167 und Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1890, S. 142.

Mitteilungen über folgende Anlagen:

a. Bützflether Schleusenverband, Regierungsbezirk Stade, 1500 ha Fläche, rund 1 cbm in der Sekunde, in 30 Tagen 2760000 cbm. Die Kreiselpumpe hat 1,9 m Durchmesser, die Welle ist vertikal mit Entlastung durch einen Blechcylinder, die Dampfmaschine hat 22—24 nutzbare Pferdekräfte, die Hubhöhe beträgt 0,38 bis 2,84 m. Kosten 42600 M., davon 17600 M. für die Maschinenanlage;

b. Entwässerungs-Genossenschaft in Tiege, Kreis Marienburg. 1000 ha Fläche. Die Leistung ist zu 1 cbm in der Sekunde angenommen, Hubhöhe durchschnittlich 1,4 m, höchstens 2,6 m. Die Hebung geschieht durch eine Kreiselpumpe. Die Kosten betragen 80000 M.

c. Aufserdem zwei kleinere Anlagen in Thiensdorf, Kreis Marienburg und in der Danziger Niederung.

Willner. Die wirtschaftlich zweckmäfsigste Geschwindigkeit des Wassers in Druckrohren bei künstlicher Hebung. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1890, S. 103 u. 150.

Beitrag zur Lehre der Bodenentwässerung. Wochenbl. f. Bauk. 1890, S. 59.

Caligny. Hubwerk mit schwingendem Rohr; mit Abbild. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1890, S. 990.

Für selbstthätige Bewässerungsanlagen soll das Hebewerk etwa 60 Prozent Nutzeffekt geben.

Entwässerung des Agro Romano.

Markus. Das landwirtschaftliche Meliorationswesen Italiens, 1881 (S. 366—375).

Rilievi. Riservazioni ed esperienze sul fiume Tevere. Roma 1882.

Sulle opere di bonificazione della plaga littoranea dell agro romano. Relazione del progetto generale, 15. Juli 1880. Roma 1884.

Berti Tilo. Paludi Pontine Monografia. Roma 1884. Mit 2 Karten.

Il Politecnico 1886, S. 115.

Journal de l'agriculture 1886, 2. Bd., S. 89. Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 423.

Oelwein. Verbindung Roms mit dem Meere nach dem Entwurfe von Oberholtzer. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1890, S. 253.

Trockenlegung der Zuider See.

Tijdschrift van het Koninkl. Inst. van Ing. 1883/84, S. 3. Ein ausführlicher Vortrag des Ingenieur Welcker, die Geschichte und die verschiedenen Projekte der Trockenlegung umfassend.

Daselbst 1883/84, S. 68. Vortrag des Ingenieur Linse, die Trockenlegung des Hoorn'schen Hop betreffend.

Daselbst 1886/87, S. 113. Vortrag des Ingenieur Kerkhoff, die Senkung des Hochwasserspiegels nach Abdammung der Seegaten betreffend.

Daselbst 1887/88, S. 5. Vortrag des Ingenieur Leemans.

Daselbst 1887/88, S. 22. Vortrag des Ingenieur Lely. Derselbe betrifft hauptsächlich die Senkung des Hochwasserspiegels unter Annahme eines Abschlusses bei Nordholland, Wieringen, Friesland.

Daselbst 1887/88, S. 83. Vortrag des Ingenieur Huet, in welchem die verschiedenen Schöpfmaschinen eingehend besprochen werden.

6. Bewässerung.

Dal Bovo. Irrigazioni nel Veronese. Verona 1880, mit Karte.

Nadault de Buffon. Des irrigations en Espagne. Journal de l'agriculture pratique 1880, T. I, S. 126.

Page. Canal de Urgel su pasado, su presente y su porvenir. Madrid 1880.

Die Genossenschaft des Flusses Olona (Italien). Il Politecnico 1881, Juli, S. 390—397.

Die Genossenschaft hat versucht, durch Bohrungen neue Zuflüsse behufs der Bewässerung zu erschliefsen.

Dünkelberg. Kulturtechnische Reiseskizze aus Oberitalien. Landw. Jahrbücher 1881, S. 893—940.

Bewässerung der Weinberge in Californien. Royal commission on agricultural interest 1881. Report of the assistant commissioner, S. 817.

Denton. Intermittent downward filtration per se and in continuation with surface irrigation. 2. Aufl. London 1881.

Hefs. Verdon-Kanal. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1882, S. 295, bearbeitet nach den Ann. des ponts et chaussées, 1881, Juli, S. 15—101; vergl. die Jahrgänge derselben Zeitschrift 1877 und 1878.

Target. Versuche mit einem neuen Wasserverteiler. Glasers Ann. f. Gewerbe und Bauw. 1882, April, S. 194, nach den Proceedings of the inst. of civil engin.

Die Vorrichtung dient dazu, bestimmte Wassermengen unter wechselnden Druckhöhen konstant abfliefsen zu lassen.

Bricka. Die Verteilung des Wassers der Bewässerungskanäle. Ann. des ponts et chaussées 1882, Mai, S. 503—557.

Eine ausführliche Abhandlung, welche hauptsächlich die Übelstände der Wasserverteilung in der Provence und deren Abhilfe behandelt, jedoch auch allgemeines Interesse hat, da dieselben Übelstände auch bei Bewässerungen in anderen Ländern vorkommen.

Michaelis u. König. Beiträge zur Berieselungsfrage. 1882.

Duponchel. Theorie des alluvions artificielles. Fertilisation des Landes. Paris 1882.

Der Verfasser hat bereits in seinem wertvollen Werke: Traité d'Hydraulique et de geologie agricole vom Jahre 1868, die Fruchtbarmachung der Landes, als Beispiel einer Melioration durch Aufschlickung aufgeführt und in Kapitel V des zweiten Teils, S. 527 bis 586 erörtert. Seit jener Zeit hat der Verfasser diesen Gegenstand unermüdet verfolgt und hat in dem Werke vom Jahre 1882 die Prinzipien der Bedüngung und der künstlichen Alluvionen behandelt, aufserdem aber eine durch Karten u. s. w. erläuterte Beschreibung des Projektes, nach welchem der thonhaltige Boden auf 200 **km** durch Wasser herbeigeschafft werden soll, gegeben. Die Grundlage des Projektes bildet die auf Versuche gegründete Annahme, dafs das zur Verfügung stehende Neste-Wasser bei 1,4 **m** Geschwindigkeit 10 Prozent des von dem Höhenterrain angebrachten thonhaltigen Bodens transportiert; rechnet man 1000 **cbm** f. d. **ha** zur Melioration erforderlich, so sollen jährlich 15000 **ha** melioriert werden. Die Kosten sind zu 20 Millionen M. veranschlagt und zu 0,064 M. für ein Kubikmeter auf 200 **km** transportierten Bodens.

Den gleichen Gegenstand behandeln die zunächst folgenden Schriften und Abhandlungen:

Duponchel. L'agriculture extensive et les alluvions artificielles. Revue des deux mondes, Tom. I, April, 1882. Journ. de l'agr. 1884, 2. S., S. 81, 332, 373, 411. Daselbst 1886, 2. S., S. 550.

Chambrelent. Les landes de Gascogne 1887. Genie civil 1887, S. 43.

Hefs. Wasserverluste bei Bewässerungen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1883, S. 165 u. 166.

Specht. Beschreibung der Erdarbeiten am San Joaquin-Bewässerungs-Kanal in Fresno County, Californien. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, S. 221—224, auch Iron 1863, 27. April und Engineer 1883, 27. April.

Der Kanal soll 40000 **ha** bewässern und soll 10 **cbm** in der Sekunde führen, die Ausführung geschah mit dem *Scraper*, einem schaufelartigen, von Pferden gezogenen Werkzeug, die Kosten der Förderung auf 30 **m** betrugen 46 Pf. für das **cbm**.

Pestalozza. Der Plan einer Ableitung aus dem Flusse Adda und Anlage zweier Bewässerungskanäle im Gebiete von Lodi und Cremona. Il Politecnico 1883, Januar, S. 13—20.

Herisson. Les irrigations de la vallée du Po. Paris 1883.

Aluvaile. Reservoirs et canaux d'arrosage à construire dans les vallées de l'Agly, de la Tet et du Tech. Perpignan 1883.

Brunlees. Über die Entwickelung der Bewässerungsanlagen in Colorado. Iron 1883, 27. April, S. 359; auch Engineer 1883, 27. April, S. 317.

Salles. Die Bewässerungskanäle in Piemont und der Lombardei. Ann. des ponts et chaussées 1884, Sept., S. 308—314.

Eine tabellarische Zusammenstellung der Kanäle.

Llaurado. Tratado de aguas y riegos. Madrid 1884, 2. Aufl. Zwei starke Bände mit vielen Abbildungen.

Der Verfasser hat in dem höchst interessanten und belehrenden Werke eine Übersicht der spanischen Bewässerungsanlagen gegeben und zwar sind in dem ersten Bande die Prinzipien der Bewässerung behandelt. Im ersten Teile werden der Einfluſs der Bewässerung auf den Boden, die erforderliche Menge und der Preis des Bewässerungswassers, die Verteilung des Wassers und die Moduli eingehend erörtert. — Der zweite Teil beschäftigt sich mit der Beschaffung des Wassers aus Flüssen, Leitung in Kanälen, Anlage von Reservoiren und Beschreibung derartiger Bauten in Spanien, ferner mit den unterirdischen Gewässern und artesischen Brunnen und mit den Maschinen zur Hebung des Wassers. — Der dritte Teil umfaſst die verschiedenen Bewässerungsmethoden, die Bewässerung der Ackerländereien und Wiesen und der vierte Teil umfaſst die Entwässerung, Trockenlegung der Lagunen u. s. w.

Der zweite Band enthält eine vollständige Hydrologie Spaniens mit Rücksicht auf die in jedem Fluſsgebiete beschriebenen Bewässerungsanlagen, die Verwaltung der Genossenschaften und die Einrichtung der Wasserverteilung u. s. w. Den Schluſs bilden die neueren gesetzlichen Bestimmungen.

Der Verfasser hat über denselben Gegenstand Abhandlungen veröffentlicht in den Ann. des ponts et chaussées 1878, Dez., S. 613—630 und in dem Journ. de l'agr. 1887, 2. S., S. 895.

Dumont. Kosten der Wasserableitungen in Italien und Frankreich. Journ. de l'agr. 1883, Tom. IV, S. 132; auch Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 98.

Pareto. Trattato dell impiego delle acque in agricultura. Milano 1885.

Pelletreau. Wasserverteiler für Bewässerungszwecke in Algier. Ann. des ponts et chaussées 1885, Aug., S. 401—424.

Fuchs. Der Petersen'sche Wiesenbau. Unter Mitbenutzung des Petersen'schen Nachlasses. Berlin 1885.

Eine ausführliche Darlegung der Wiesenbaumethode nach Petersen; dieselbe gewinnt dadurch an Wert, daſs die Projekte von ausgeführten Anlagen beigefügt sind.

Heuschmid. Erfahrungen auf dem Gebiete der Bewässerungsunternehmungen. Zeitschr. d. landw. Ver. in Bayern, März 1885.

In diesem Aufsatze werden u. a. die Entschädigungen der Mühlenbesitzer behandelt.

Monteil. Bewässerung mit Lokomobilen. Journal de l'agr. 1885, 1. S., S. 457.

Es wird empfohlen, die nur 40—50 Tage im Jahre beschäftigten Lokomobilen der Dreschmaschinen zur Wasserhebung zu benutzen. Bei Annahme der Miete einer vierpferdigen Lokomobile von 8 M. pro Tag werden die Kosten pro Tag berechnet zu 0,16 M. für den Betrieb und 0,2 M. Miete pro Pferdekraft und Stunde, also im ganzen 0,36 M. Bis 8 m Hubhöhe soll die künstliche Hebung rentabel sein.

Die Bewässerungsanlagen in Nizza. Engng. 1885, Bd. I, S. 1, 53 u. 184.

Die für die Stadt Nizza und die umliegenden Ortschaften sehr wichtige Zuleitung von Wasser zu städtischem Gebrauch und zur Bewässerung von etwa 14 000—16 000 ha wurde 1885 vollendet. Der unter schwierigen Verhältnissen ausgeführte Bau ist eingehend erörtert und durch Zeichnungen erläutert.

van Hasselt en de Koning. Een Rijstpolder. Economist 1885.

Enthält Berechnungen über die Rentabilität der Reiskulturen auf Java.

Spieker und Köpke. Leitfaden für den Unterricht im Wiesenbau mit Berücksichtigung der Drainage. Bremervörde 1886.

Das Buch ist zunächst für die Schüler der Wiesenbauschule geschrieben, hat aber auch für angehende Kulturtechniker Interesse.

Grueber. Die wasserbaulichen Verhältnisse Ober-Italiens und der Cavour-Kanal. Allgem. Bauz. 1886, 7.—11. Heft.

Markus. Die Bewässerungen in den Departements Bouches du Rhone und Vaucluse (Süd-Frankreich). Wien 1886.

Der durch sein Werk über das landwirtschaftliche Meliorationswesen Italiens bereits in weiteren Kreisen bekannte Verfasser hat in dem vorliegenden Werke eine wertvolle Bereicherung der Litteratur über Bewässerungen gegeben, da die bedeutenden Anlagen in Süd-Frankreich bislang nur unvollständig bekannt waren. In den sechs ersten Abschnitten werden die klimatischen und Wasserverhältnisse im südlichen Frankreich ein-

gehend erörtert, dann folgt die Behandlung des Wasserbedarfs, der Wasserverteilung, Wassermessung u. s. w., auch die Rentabilität der Kanäle und die Organisation der Genossenschaften sind eingehend behandelt. Durch viele Zeichnungen und Karten ist der Wert des Werkes erhöht.

Schneider. Die Ertragserhöhung der Wiesen mittels Rillen-Kultur. Leipzig 1887.

Zur Ertragserhöhung der Wiesen sollen Rillen in 20—25 cm Entfernung gezogen werden; die Einführung dieses Systems dürfte namentlich wegen der schwierigen Unterhaltung auf Hindernisse stofsen.

Ent- und Bewässerungsanlagen in der Kolonie Victoria (Australien). Genie civil Bd. X, 1886/87, S. 273, aus den Victoria irrigation reports.

Die bewässerungsfähige Fläche mifst 1 300 000 ha, von welchen 430 000 ha im Winter und 120 000 ha im Sommer bewässert werden sollen. Es liegen 10 Einzel-Projekte vor.

Projekte zu Bewässerungsanlagen in Neu-Süd-Wales. Bull. de l'assoc. des ing. du Gand 1887/88.

Cantalupi. Il grandioso edificio costrutto sul fiume Ticino per la derivazione del canale Villoresi. Milano 1887.

Die Schleuse hat 66 m Weite zwischen den Endpfeilern, die Kosten haben 1 753 000 M. betragen. Die eingehende Beschreibung ist durch ausführliche Zeichnungen erläutert.

Der 26,3 m tiefe und 348 m lange Einschnitt des Kanals bei Castelnovate, welcher 1884 vollendet wurde, bildet die schwierigste Strecke des Kanals Villoresi und ist im Politecnico 1885, S. 248 beschrieben.

Fortschritte des Kanals von Marseille. Journal de l'agr. 1887, 2. S., S. 381.

Bewässerungen in Californien. Engng. 1887, No. 4, 18 und 25.

Bewässerungen in Turkestan. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1887, No. 2, aus Nya Pressen.

Landwirtschaft in Japan. Engng., Tom. I. 1887, S. 600.

Beschreibung der landwirtschaftlichen Verhältnisse. Behufs der Bewässerung ist das Land in kleine Abteilungen gebracht, je nach dem Gefälle 1—40 a grofs.

Parenty. Vannes de repartition. Genie civil 1887, Tom. XI, S. 74—77.

Ronna. Les irrigations. 3 Bde. Paris 1888—1890.

Das vorliegende, gut ausgestattete und durch eine grofse Anzahl Abbildungen illustrierte Werk bildet eine wertvolle Bereicherung der Litteratur und kann denjenigen Technikern, welche sich speziell mit Bewässerung beschäftigen wollen, zum Studium empfohlen werden.

Der reiche Stoff ist übersichtlich geordnet und die Darstellung klar und soweit erforderlich bis ins einzelne gehend.

Im ersten Bande behandelt der Verfasser die Nützlichkeit und die Prinzipien der Bewässerung, das Wasser, Klima und Boden, die Beschaffenheit des Bewässerungswassers und die Gewinnung desselben durch Quellen, Brunnen, Ableitung aus Flüssen und durch Reservoire. Sehr ausführlich werden die Schöpfmaschinen von Seite 545—718 behandelt.

Der zweite Band enthält von Seite 1—240 eine eingehende Abhandlung über die Kanalanlagen, ferner über Messung und Verteilung des Wassers und von Seite 312—606 eine musterhafte Darlegung der verschiedenen Bewässerungssysteme.

Im dritten Bande werden von Seite 1—284 in ausführlicher Weise die Kulturen behandelt, so wie solche in den verschiedensten Ländern betrieben werden, alsdann der Verbrauch an Wasser, die Kosten der Aptierung der Grundstücke und die Rentabilität.

Von Seite 533—795 findet sich eine ausführliche Geschichte der Bewässerungen von den ältesten Zeiten bis auf die Neuzeit und die Gesetzgebung namentlich in Italien, Spanien und Frankreich.

Hugues. L'irrigazione montana. Milano 1888. Eine übersichtliche Darlegung der Bewässerung in den Alpen, derselbe Gegenstand wird auch behandelt von Rödiger. Bericht über die Alpenbewässerung in Wallis. Aarau 1879.

Stone. Notes on water supply in new countries. Mit 18 Tafeln. London 1888.

Das Buch ist zunächst für Ingenieure in Australien geschrieben, der Inhalt und namentlich die Tafeln, welche die Konstruktion einer Reihe von Wehren, Schleusen u. s. w. ergeben, haben aber auch für weitere Kreise Interesse.

Chizzolini. Sulla bonifica dei terreni bassi nel distretto di Gonzaga (Mantua). Italia agricola 1888.

Projekt der russischen Regierung, das Oxus-Wasser zur Bewässerung der Wüste zwischen Chadjui und Merv abzuleiten. Die Verringerung der Fläche des Aral-Sees auf die Hälfte soll Nachteile nicht haben. Engng. 1888, I. S.

van Hasselt en de Koning. Rapport omtrent eene Reis tot Bezichting van Irrigatie-Inrichtingen. Nymegen 1888.

Die Verfasser haben im Auftrage des Polder-Distrikts Over-Betuve im Jahre 1887 die Bewässerungsanlagen in Hannover, im Siegener Thal, die Boker Heide, die Campine und die Anlagen in Baden und im Elsafs besichtigt und die Ergebnisse in dem genannten Werke, welches mit 16 Tafeln ausgestattet, niedergelegt. Am Schlusse der eingehenden Beschreibungen sind Vorschläge über die Bewässerung des Polders Over-Betuve gemacht.

Das Meliorationsgebiet im Thale der oberen Hunte. Mit 4 Karten und Profilen. Oldenburg 1889.

Courtin. Utilisation et effets de l'eau sur les prés. Paris 1889.

Nanot. Etude sur l'arrosage des arbres des boulevards. Emploi des tuyaux flamands et d'un récipient en fonte. Macon 1889.

Haron. Une excursion en Campine. Bull. Soc. Belge de geog. Bruxelles 1889, XIII, S. 450—484. Ebendaselbst 1890, XIV, S. 218—240 (mit Karte).

Niel. Les irrigations dans Vaucluse. Ann. de l'agr. 1889, T. I, S. 458.

Waterbouwkunde door Henket, Dr. Schols en Telders. Abt. VII: Bewässerungen von Meijier, mit 36 Tafeln, 1891.

Das mit grofsem Fleifs bearbeitete Werk giebt eine vollständige Übersicht der Bewässerung und ist namentlich von grofsem Interesse durch die Mitteilungen über Bewässerungen in Indien und Java, welche bislang nicht bekannt oder nur schwierig zu erhalten waren. Das Werk ist mit einer grofsen Anzahl musterhaft ausgeführter Tafeln ausgestattet.

Indien.

Lamairesse. Beschreibung der Bewässerungsanlagen in Indien, namentlich der gröfseren Wehranlagen. Ann. des ponts et chaussées 1871, Novbr. u. Dezbr.

Die Sone-Kanäle. Engng. 1873, Mai.

Mangelhafte Bewässerung in Indien (Jumna-Kanal). Engng. 1875, 19. März.

Buckley. On keeping irrigation cannels clear of silt. Engineer 1879, 31. Oktober.

Buckley. The irrigation works of India and their financial results. London 1880. Mit Karte.

John und Strachey. The finances and public works of India 1869—1881. London.

Bewässerungen in Indien. Engineer 1882, 1. Dez., S. 413.

Bewässerungs-Anlagen in Bombay. Iron 1882, 1. Sept, S. 182.

Cautley. Report on the Ganges canal. Mit Atlas.

Indische Bewässerungen. Engng. 1882, Aug., S. 153.

Bewässerungen in Indien. Engineer 1882, 1. Dez., S. 413.

Hauser. India. Report of the commissioner of agriculture. Washington 1885.

Watt. On the conditions of wheat growing in India. Journal of the royal agr. Soc. of England 1888, Bd. 24, S. 8—50.

Agricultural Engineering in India. Engng. 1888, I. S. 341, 423, 607; II. S. 15, 223, 297, 373, 471.

Eine Reihe von 12 Abhandlungen, die Bewässerungen in Indien und namentlich in den Landstrichen Do-àb zwischen Ganges und Jumna betreffend. Es werden nicht die gröfseren Bauwerke der Kanäle behandelt, sondern die Erfahrungen an den Kanälen, die landwirtschaftlichen Verhältnisse, die Entwässerungsanlagen, die geologischen Verhältnisse des Landstriches und die Schwierigkeiten, mit welchen der Kultur-Ingenieur zu kämpfen hat. Die Abhandlungen sind von hohem Interesse und die mitgeteilten Erfahrungen geben viele nützliche Winke für die Projektierung von Meliorationsanlagen.

7. Bewässerung mit städtischem Abfallwasser.

Kaftan. Systemat. Reinigung und Entwässerung der Städte mit Rücksicht auf Berieselungsanlagen. Wien 1880.

Durand Claye. Les travaux d'assainissement de Danzig, Breslau. Revue hygienique 1881.

Hobrecht. Beiträge zur Beurteilung des Standes der Kanalisations- und Berieselungsfrage. Berlin 1883.

Durand Claye. L'assainissement intérieur et extérieur de la ville de Berlin. Revue hygien. 1885.

Dumont. Avant projet d'un canal d'assainissement de Paris à la mer. Paris 1885.

Mille. Assainissement des villes par l'eau, les egouts, les irrigations. Mit Karte. Paris 1886.

In dem ausführlichen Werke sind die Bewässerungssysteme und die Verunreinigungen der Gewässer in verschiedenen Ländern erörtert und die Erfahrungen, welche in Paris in den Jahren 1850—1885 gesammelt wurden, mitgeteilt.

Jourdan. Assainissement de Paris 1886.

Durand Claye und Peteschke. Memoir sur l'aissainissement de Berlin. Ann. des ponts et chaussées 1886, I, S. 543—614. (Mit 8 Tafeln.)

Die Verfasser sprechen sich günstig über die Erfolge der Berliner Anlagen aus, und sind namentlich der Ansicht, dafs die Reinigung des Wassers durch die Berieselung vollständig sei.

Corfield. The treatment and utilisation of sewage. 3. Aufl., 350 Seiten. London

Hobrecht. Die Kanalisation in Berlin. Berlin 1887. Eine bis in das Detail gehende Beschreibung der Kanalisation, vollständig mit 57 Tafeln 150 M. und unter Weglassung der Tafeln von wesentlich örtlichem Interesse mit 30 Tafeln 75 M.

Bewässerung mit Abfallwasser in Berlin. Journal de l'agriculture 1887, 1., S. 417.

Eine Beschreibung der Rieselungsanlagen. Als nachteilig werden angesehen die Schlickablagerungen auf den Wiesen und die Umwandlung des Stickstoffs in Salpetersaure, welche sich in dem durchfiltrierten Wasser findet.

Slater. Sewage treatment, purification. A practical manual. 278 Seiten. Whittacker 1887.

Abfallwasser von Paris. Journal de l'agriculture 1888, S. 989.

Die Einwohner der Departements Seine und Oise wünschen die Zuleitung des Abfallwassers nicht. Die Ingenieure Leon Say, Maze und de Sal haben daher ein Projekt ausgearbeitet, das Abfallwasser der Stadt Paris bis in das Meer zu führen; die Kosten sind zu 80 Millionen M. veranschlagt.

Müller. Bedeutung des Grundwasserstandes für die Spüljauchen-Berieselung in Berlin. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1888, S. 385—394.

Es wird der Vorschlag gemacht, die Rieselfelder künstlich zu entwässern, um den Grundwasserstand jederzeit regulieren zu können.

Reinigung der Abwässer auf den Rieselfeldern von Birmingham. Gesundheits-Ingenieur 1888, S. 801—806.

Es erfolgt zunächst Fällung der Sinkstoffe durch Kalk, daher die Rieselfläche beschränkt.

Reinigung der Abwässer für Berlin. Zeitschr. für angewandte Chemie 1889, S. 122—127 und 152—162. (Aus dem Berichte der Deputation für die Verwaltung der Berliner Kanalisationswerke 1887/88.)

Lubberger. Kläranlagen und Rieselfelder. Gesundheits-Ingenieur 1889, S. 521—534 und 593—611.

Unzureichende Reinigung der Berliner Abwässer auf den Rieselfeldern. Wochenbl. f. Bauk. 1890, S. 97.

8. Moorkultur.

Reinhardt. Torfverwertung in dem ärarischen Steinhäuser Ried. Wochenbl. f. Bauk. 1885, S. 257.

Schacht. Arbeiten im Hochmoor. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1885, S. 579—588.

Von besonderem Interesse ist die durch Zeichnungen erläuterte Verwendung von Maschinen. Das Torfschiff legt täglich 40—50 m zurück, läfst einen 6 m breiten Kanal von 1,5—2,0 m Wassertiefe hinter sich und verarbeitet dabei 400—500 cbm rohes Moor zu einem feinen und gleichmäfsigen Brei.

Wortmann. Moorkultur in Holland. Tijdschr. van het Koninkl. Inst. van Ing. 1885/86, S. 135.

Eine sehr gründliche Darlegung des holländischen Verfahrens der Moorkultur, namentlich die allmähliche Fortführung der Kanäle und der Kolonisation. Es werden über die Kosten der Anlagen und den Erlös aus dem Torfe Mitteilungen gemacht. Die höchsten Kosten der nach holländischer Methode ausgeführten Kanäle haben 92 M. für das laufende Meter betragen, während ein Meter der im Preufsischen Ems-Gebiete angelegten und sofort vollständig durchgeführten Kanäle bei 3,5 m Moortiefe rund 120 M. und bei 6,75 m Moortiefe rund 200 M. gekostet hat. Ein Referat über den vorstehenden Artikel findet sich von v. Horn in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1887, S. 559—566.

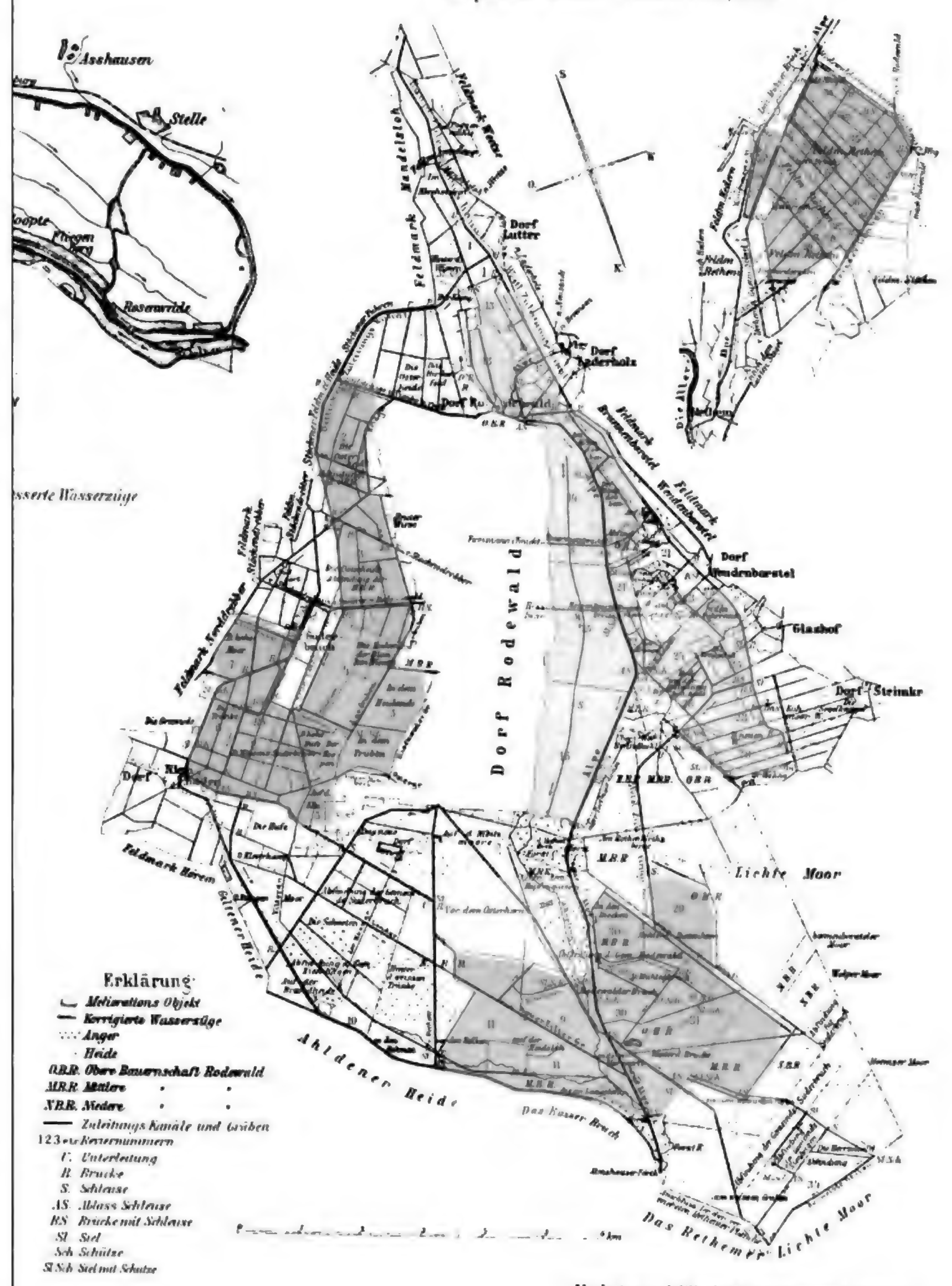
Wille. Vortrag über Ausnutzung der Moore in landwirtschaftlicher und gewerblicher Beziehung. Deutsche Bauz. 1886, S. 291—295 und Wochenbl. f. Bauk. 1886, S. 319—321.

Kurs. Über Moorkanäle. Veröffentlichung des Central-Vereins zur Hebung der Flufs- u. Kanal-Schiffahrt 1889, L. 1.

Druck von Rud. Bechtold & Comp., Wiesbaden.


Asehausen

Tafel I.



Verlag von Wilhelm Engelmann, Leipzig.

Seekanäle. Strommündungen. Seehäfen.

Als Ergänzung
des dritten Bandes des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften
3. Abteilung

bearbeitet von

Ludwig Franzius,
Oberbaudirektor in Bremen,

Georg Franzius,
Geh. Marine-Baurat, Hafenbau-Direktor
der kaiserl. Werft in Kiel,

Rudolf Rudloff,
Hafenbau-Inspektor in
Bremerhaven.

Mit 42 Textfiguren und 5 Zeichnungstafeln.

Leipzig.
Verlag von Wilhelm Engelmann.
1894.

Vorwort.

Das vorliegende Heft der Fortschritte der Ingenieurwissenschaften schliefst sich der 3. Abteilung dritten Bandes des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften an; es behandelt vorzugsweise die neueren Seekanäle und Seehäfen, sowie die behufs Verbesserung von Strommündungen neuerdings ausgeführten Arbeiten. Den Schiffsschleusen ist ein besonderer Abschnitt nicht gewidmet, was umsomehr zulässig erschien, als die Fortschritte auf diesem Gebiete, welche mit der zunehmenden Verwendung des Eisens Hand in Hand gehen, in dem gleichzeitig erscheinenden dritten Hefte der Fortschritte vertreten sind. An geeigneten Stellen wurden jedoch kurze Mitteilungen über drei grofse neuere Seeschleusen eingeschaltet.

Die ungemeine Ausdehnung des zu bewältigenden Stoffs, auch die durch Berufsgeschäfte sehr beschränkte Mufse der Verfasser haben es mit sich gebracht, dafs bei einigen Abschnitten von vergleichsweise geringer Bedeutung (z. B. beim Seeuferbau und bei den Seezeichen) nur die neuere Litteratur gegeben werden konnte. Bei Bearbeitung dieser und der sonstigen Litteratur ist versucht, die besonders beachtenswerten Werke und Abhandlungen hervorzuheben und zwar teils durch kurze Angabe des Inhalts, teils durch Angaben über die Abbildungen.

Es erübrigt noch, hier zwei jüngeren Fachgenossen bestens zu danken, welche bei Bearbeitung dieses Heftes behülflich waren. Es sind die Ingenieure de Thierry, welcher bei Besprechung der Strommündungen wesentlich mitwirkte, und Janssen, der die hydraulischen und elektrischen Anlagen des Hafens in Stadt Bremen bearbeitet hat.

Bremen und Darmstadt, im Januar 1894.

Franzius. Sonne.

Inhalt.

Seite

E. Seehäfen.

F. Hafendämme, Ufermauern und Schiffsbauanstalten.

Litteratur.

Seehäfen einschliefslich der Hafendämme, Ufermauern und Schiffsbauanstalten.

Schiffahrtszeichen (Seezeichen).

A. Das Meer und seine Ufer.

Von

Ludwig Franzius.

Stillen der Wellen durch Öl.

Die seit Aristoteles und Plutarch bekannte Erscheinung des Abstillens der Wellenbewegung durch Öl ist zwar schon durch Franklin und später durch andere Forscher bestimmten Versuchen unterworfen und ebenso in der Praxis durch Seefahrer bei Gelegenheit schwerer Stürme mehrfach bestätigt, aber noch bis vor kurzem nur sehr mangelhaft aufgeklärt geblieben. Seit etwa dem Jahre 1880 haben nun einerseits das hydrographische Bureau der Vereinigten Staaten, sowie die englische Admiralität und andererseits auch einzelne Männer sich eingehender mit dem Phänomen beschäftigt und namentlich vor schwierigen Hafeneinfahrten bei stürmischem Wetter Versuche angestellt, so z. B. der englische Ingenieur Shields in Peterhead, Aberdeen, Dundee, North-Shield und Folkestone. Diese Versuche bestanden im wesentlichen darin, dafs eine in gewissen Abständen, z. B. 20 m, mit Kugelventilen versehene schwimmende Rohrleitung quer vor einer Hafenmündung angebracht und aus ihr das Öl vermittels Pumpen zeitweilig herausgeprefst wurde. Bei diesen Versuchen ergab sich stets, dafs bald nach dem Ausbreiten des Öles das eigentliche Branden der Wellen aufhörte, sodafs kleine Fahrzeuge, wie offene Boote, dort fahren konnten, wo vorher für sie die Fahrt unmöglich war. Ferner hat man sogen. Ölbomben oder mit Sprengladungen versehene Ölbehälter aus Mörsern vom Ufer aus nach gestrandeten Schiffen geschossen, und endlich aus Segelleinwand gebildete, lose mit Werg ausgestopfte, sodann mit Öl gefüllte Säcke von gefährdeten Schiffen gegen die Richtung der ankommenden Wellen ausgehängt, und dadurch thatsächlich die Bildung von Sturzseen an den Schiffen verhindert oder gemildert. Namentlich hat man bei Rettungsbooten durch einen vorn ausgehängten und einen zweiten hinten im Wasser nachgeschleppten Ölsack günstige Erfolge erzielt.

Diese älteren und neueren Beobachtungen hat Jos. Grofsmann zusammengestellt und mit eigenen bereichert; in seiner Schrift: „Die Bekämpfung der Sturzwellen durch Öl etc." (Wien 1892), welcher nachstehende kurze Angaben entnommen sind, versucht er dieselben zu erklären.*)

---

*) Sonstige Litteratur, das Stillen der Wellen durch Öl betr.:
Scientific American 1884, Jan., S. 49; 1888, I. S. 403 (Versuche und Ölverteiler).
Génie civil 1886, Dec., S. 96 (Versuche).
Uhlands industr. Rundschau 1887, S. 361 (Ölverteiler).
Journ. of the Franklin Institute 1887, Juli, S. 42 (Erfahrungen und Versuche).

Aus seinen in der sogen. alten Donau bei Wien und später auf dem Bodensee in den Jahren 1889 und 1890 angestellten Versuchen schliefst der Verfasser, dafs kleine Wellen, wie sie sich bei schwachem Winde auf der Oberfläche von weniger umfangreichen Gewässern bilden, beim Eintritt in die geölte Fläche verlängert und niedergedrückt werden. Nun aber entstehen, wenn der Wind dauernd auf eine gröfsere Welle einwirkt, auf dem Rücken der Welle durch die auf der Wellenoberfläche senkrechte Komponente des Windes kleinere, sogen. sekundäre Wellen, welche durch die Ölhaut eine Verlängerung und Erniedrigung erfahren. Die Ursache der Abflachung dieser sekundären Wellen findet Grofsmann in der durch das Ölen geänderten Oberflächenspannung. Die freie Oberfläche einer jeden Flüssigkeit ist bekanntlich einer dünnen, gespannten, elastischen Haut zu vergleichen, deren dicht zusammengedrängte Teilchen, wenn sie auch noch immer leicht trennbar und verschiebbar sind, dennoch einen viel stärkeren Zusammenhang haben, als die Teilchen im Innern der Flüssigkeit, wie die Verschiedenheit der Geschwindigkeit der demselben Querprofil angehörenden Teilchen einer in einem Kanal sich bewegenden Wassermasse zeigt. Der Verfasser ist nun der Ansicht, dafs mit der Ausbreitung des Öles auf dem Wasser sich die Spannung der Oberfläche vermehrt und zwar sowohl die zur Oberfläche senkrecht nach innen gerichtete, als auch die horizontal in der Oberfläche wirkende Komponente. Bei der Hebung der Welle müssen aber Wasserteilchen, welche sich früher unter der Oberfläche befanden, an die Oberfläche treten. Dieser Austritt wird nun durch den gespannten Zustand der Oberfläche erschwert und zwar um so mehr dann, wenn die Oberfläche durch eine Ölschicht eine stärkere Spannung erhalten hat. Die zum anfänglichen Niveau senkrechten Wasserfäden verlängern sich beim Vorrücken der Welle, wobei sie sich gegeneinander in lotrechtem Sinne verschieben. Bei der geölten Fläche aber ist die Verschiebung wegen der stärker hemmenden Oberflächenspannung kleiner als bei der ungeölten und deshalb läuft die Welle bei ihrer Vorwärtsbewegung in der geölten Fläche unter einem kleineren Winkel gegen das Niveau des Wassers an, sie mufs also unter der Öldecke eine gestrecktere Form annehmen. Bei der bedeutenden lebendigen Kraft der gröfseren Wellen dagegen ist die Formveränderung, die sie durch die Zunahme der Oberflächenspannung erfahren, unmerklich und deshalb kann die Ölschicht auch nur die Form der kleinen sekundären Wellen beeinflussen. Diese kleinen Wellen bewegen sich nun mit geringerer Geschwindigkeit als die Hauptwelle und deshalb scheinen die sekundären Wellen auf der Hauptwelle zurückzulaufen und sich gegen den Wind zu bewegen. Wenn sie im Scheitel der Welle anlangen, erzeugen sie den Wellenkamm, der daher weiter nichts ist als die höchste und gröfste sekundäre Welle auf der dem Winde abgewendeten Seite der Welle. Tritt nun eine grofse brandende Welle in eine geölte Fläche ein, so werden die sekundären Wellen in die Länge gestreckt, sie treten, ohne einen Kamm erzeugt zu haben, auf die Windseite der Welle über und der Scheitel der Welle wird rund.

Der Techniker 1887, S. 26 (Erklärung der Wirkung nach einer Abhandlung Thurstons).

Polyt. Journal 1888, Bd. 267, S. 113 (Ölverteiler).

Annalen der Hydrographie des hydrographischen Amts und der deutschen Seewarte 1888, S. 103, 369 u. 499.

Rigaische Industr. Zeitung 1889, S. 58 (Verwendung von Ölraketen).

Centralbl. d. Bauverw. 1884, Dec., S. 558. — 1887, S. 41, 215. — 1888, S. 84 (Preisausschreiben). — Daselbst S. 297 und 1889, S. 141 (Geschichtliches). — 1889, S. 446 (Einführung in Rufsland). — 1890, S. 447 (Geschofsvorrichtung).

Deutsche Bauz. 1891, S. 55 (Erklärung der Wirkung).

Gegen diese Theorie Grofsmanns hat Köppen, nach dessen Auffassung die Veränderung der Oberflächenspannung ebenfalls der wesentliche Faktor beim Ölen der Wellen ist, im 21. Jahrgang der Ann. der Hydrographie (S. 134) geltend gemacht, dafs nach den Bestimmungen von Quincke über Oberflächenspannung für Wasser und einige Öle die Horizontalspannung an der Grenze von Wasser und Luft ($a = 8$) nicht nur viel gröfser ist als an jener von Öl und Luft, sondern auch gröfser als die Summe der Spannungen der Grenzflächen Wasser gegen Öl ($b = 1{,}6$) plus Öl gegen Luft ($c = 3{,}4$) sei. Da also a gröfser als $b + c$ ist, so wird der Öltropfen durch den Überschufs der ersteren Spannung gegen die Summe der beiden anderen ausgebreitet werden. Aber dieselbe Kraft, welche den Öltropfen auf dem Wasser auseinander treibt, wirkt auch seiner Zusammenschiebung wieder entgegen. Wie die Wellentheorie ergiebt, müssen sich die Oberflächenteilchen auf dem Berge zusammendrängen und in den Thälern auseinanderrücken. Jener Zusammenschiebung widersetzt sich nun nach obigem die Ölhaut und hemmt dadurch die Entwickelung der Wellenberge. Köppen stellt ferner die Vermutung auf, dafs die geschlossenen Bahnen der Wasserteilchen nicht wie man bisher immer angenommen hat, mit gleichförmiger Geschwindigkeit durchlaufen werden, sondern dafs jede Oberflächenspannung die Geschwindigkeit auf der Kuppe gröfser und im Thale kleiner macht, als es ohne diese Kraft der Fall sein würde. Er zeigt, dafs dann die Wellenberge zugespitzt werden und zwar um so mehr, je gröfser die Oberflächenspannung ist. Wenn nun aber durch die Ölhaut diese Spannung verringert wird, so wird auch die Zuspitzung der Wellenköpfe geringer. Ist danach die Verringerung der Oberflächenspannung die wesentlichste, wenn nicht die einzige Wirkung des Ölens der See, so werden diejenigen Stoffe die wirksamsten sein, die sich am schnellsten an der Wasseroberfläche ausbreiten, für die also der Überschufs von a über die Summe $b + c$ am gröfsten ist. Nach Quincke's Versuchen ist dies nun bei den Seifenlösungen der Fall, weshalb anzunehmen ist, dafs man von Seifenwasser noch viel günstigere Wirkungen auf die Beruhigung der Wellen erwarten kann, und dafs also in Zukunft an die Stelle des Ölens das Seifen der See treten mufs. Kleinere Versuche auf der Elbe und der Alster haben diese Vermutung bestätigt. Erfahrungen über in Aussicht genommene Versuche auf hoher See sind zur Zeit noch nicht veröffentlicht.

Litteratur.*)

Im Seewasser lebende Holzzerstörer.

Bohrwürmer (*Limnoria terebrans* und *Teredo navalis*). Erfahrungen zu Cherbourg. Génie civil 1885, Sept., S. 308.

Limnoria lignorum und andere Holzzerstörer an den Nordseeküsten. Eingehende Besprechung des Vorkommens in Holland, mit Abbildungen. Tijdschr. van het kon. inst. van ingenieurs 1885/86, April, S. 66 und Dec., S. 20. — De ingenieur 1886, Febr., S. 64. — Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 266; 1887, S. 78.

Limnoria lignorum und *Chelura terebrans* haben eine ganz andere Lebensweise als der Pfahlwurm und können bei weiterer Verbreitung gröfsere Nachteile mit sich bringen, als jener, weil sie auch in trübem Wasser fortleben und sich selbständig bewegen. Es ist kaum mehr zweifelhaft, dafs erstere sich bereits über die ganze holländische Küste ausgebreitet haben und dafs auch die deutsche Küste bedroht ist.

*) Für diesen und die folgenden Abschnitte ist die Litteratur von Professor Sonne bearbeitet bezw. ergänzt.

Zerstörung von Bauholz durch den Bohrwurm im Hafen von Pola. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1887, Juli, S. 221.

Bohrwurm an den Dämmen in der Mississippi-Mündung. Scientific American 1887, Aug., S. 82.

Das Verhalten des Grünholzes gegen den Pfahlwurm bei Wasserbauten in Holland. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 204 u. 279. Vergl. Über die Verwendung von Grünholz zu Seebauten (weitere Mitteilungen). Daselbst 1889, S. 319.

Umfangreiche Versuche bestätigen, dafs ein im Kerne des Grünholzes vorhandener giftiger Stoff, Bebeerine genannt, die Angriffe des Bohrwurms abhält. Während kreosotiertes und benageltes Kiefern- und Eichenholz der Zerstörung rasch unterlag, blieb Grünholz in seinem Kerne gesund und nur im Splinte, welcher wenig oder gar nicht von der Bebeerine durchzogen ist, fanden Beschädigungen statt. In England ist der Gebrauch des Grünholzes allgemein geworden, allein beim Bau des Manchester-Kanals gelangen ungefähr 20000 cbm zur Verwendung. Festigkeitsversuche beweisen auch, dafs bei gleichen Abmessungen die aus Grünholz hergestellten Bauten bedeutend widerstandsfähiger ausfallen, als solche aus einer anderen Holzart. — Der Preis stellte sich im Jahre 1887 ab Vlissingen frei Bahnwagen oder Schiff auf 140 Mark das Kubikmeter.

Ein neuer Feind der Seebauten in Holland ist die Larve eines Käfers, *Nacerdes melanuria*, welcher im Jahre 1888 im Holzwerke der Seebauten der Insel Schouwen (Provinz Zeeland) entdeckt ist. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 58 nach Fokker. Een nieuwe vijand onzer zeeweringen. s'Gravenhage 1889.

Wellen. Flut und Ebbe.

Ebbe und Flut im mittelländischen Meere. Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 85 u. 104.

Von den Schwankungen dieses Meeres, deren ganzer Umfang im südlichen Frankreich etwa 1 m beträgt, ist ein gröfserer Teil auf Ebbe und Flut zu rechnen, als bisher angenommen wurde; die Natur der Wasserspiegel-Schwankungen im östlichen Mittelmeerbecken ist aber noch keineswegs vollständig erkannt.

W. Ritter. Flut und Ebbe. Öffentliche Vorträge in der Schweiz. VIII. Bd. 6. Heft. Basel 1884.

Zu Anfang: Gemeinverständliche Erörterung der Ursachen von Flut und Ebbe.

Van der Mensbrugghe. Über die potentielle Energie der Flüssigkeits-Oberflächen mit Anwendung auf die Brandung der Meereswellen u. a. Revue universelle des mines 1883, Sept., S. 308; 1885, Jan., S. 163.

Gezeiten längs der nordholländischen Küste. Tijdschr. van het kon. inst. van ingenieurs 1884/85, I. S. 122.

Theorie der Tiden und Vorherbestimmung derselben. Journ. of the Franklin Inst. 1885, März, S. 161.

Über Ebbe und Flut. (Theoretische Formeln und Verfahren zur Berechnung der Gezeiten.) Ann. des ponts et chaussées 1886, Febr., S. 262.

Plötzliche Erhebungen der Flutwelle bei Ymuiden und anderen Orten. Tijdschr. van het kon. inst. van ingenieurs 1886, Dec, S 21. — Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 65.

E. de Bruyn. Betrachtungen über die Theorie der Gezeiten. Tijdschr. van het kon. inst. van ingenieurs 1888/89, II. S. 77.

Gezeiten-Berechnungen für Vlissingen und längs der niederländischen Küste. De ingenieur 1889, S. 33 u. 69.

Die Schwingungszeit der Wellen. Deutsche Bauz. 1889, S. 576.

Wellentheorie. Geschichtliche Abhandlung und Darstellung des jetzigen Standes der Theorie der periodischen Flüssigkeitswellen. Letzte Arbeiten de Saint Venants, mitgeteilt von Flamant. Ann. des ponts et chaussées 1887, Jan, S. 31; daselbst 1888, Mai, S. 705. — Flamant behandelt ferner die nicht periodischen Flüssigkeitswellen, besonders die Einzelwelle. Daselbst 1889, Juli, S. 1.

L. d'Auria. Die Geschwindigkeit der Fortpflanzung der Flüssigkeitswellen. (Meereswellen, Gezeiten-Welle im Meere und im Flusse.) Journ. of the Franklin Inst. 1890, Dec., S. 456.

Scylla und Charybdis bei Messina sind Meeresströmungen, die zeitweise durch den Wind verstärkt werden. Ann. der Hydrographie 1891, S. 299.

Meeresströmungen. Sturmfluten.

Sturmflut an der Nordseeküste vom 12. Dec. 1883. Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 477.
Sturmflut an der Ostseeküste vom 4./5. Dec. 1883. Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 477; 1884, S. 270.
Die Oberflächenströmungen der Oceane. Bericht über eine gröfsere Abhandlung, „Mechanik der Meeresströmungen an der Oberfläche der Oceane" von P. Hoffmann (Berlin 1884) mit Hinweis auf Kellers Studien über die Ursachen und Wirkungen der Küstenströmungen und dessen Studien über die Gestaltung der Sandküsten (Zeitschr. f. Bauw. 1881). Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 438.
Sturmfluten in der Nordsee von 1853 bis 1881, beobachtet am Helder. Wochenschr. f. Baukunde 1886, S. 35 u. 49 nach Tijdschr. van het kon. inst. van ingenieurs 1881/82.
Untersuchung der Meeresströmungen. Génie civil 1886, S. 180 u. 226.
Krümmel. Über Erosion durch Gezeitenströmung. Petermanns Mitteilungen 1889, S. 129.
Bödige. Die Stürme an der deutschen Küste von 1878 bis 1887. Ann. der Hydrographie 1891, S. 118.

Seevermessung.

Die an den europäischen Küsten aufgestellten Flutmesser und die zur Bestimmung einer mittleren Meereshöhe in Europa ausgeführten Präzisions-Nivellements. Deutsche Bauz. 1884, S. 22.
Feststellung von Mittelwasserständen der Meere und gegenseitige Höhenlage der Meeresspiegel. Vorläufige Ergebnisse der Ermittelungen des preufsischen geodätischen Instituts. Deutsche Bauz. 1884, S. 238.
Elektrisch zeichnende Gezeitenmesser von Siemens & Halske. Tijdschr. van het kon. inst. van ingenieurs 1886/87, I. S. 36, nach Polyt. Journ. 1884, Bd. 251, S. 404.
Winkel-Instrumente zur Festlegung von Peilpunkten. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1886.

Abbildungen: Diopter-Lineal mit Mefstisch. Kippregel mit Mefstisch. Darstellung des Verfahrens beim Kartieren. Teil einer aufgenommenen Mefstischplatte. Spiegel-Distanzmesser.

Schrader. Selbstzeichnende Fern-Flutmesser, aufgestellt längs der Schelde und ihren Nebenflüssen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1887, S. 173 mit Abbildungen.

Diese Flutmesser haben den Vorteil, dafs die Wasserstände verschiedener Beobachtungsstellen an einer Hauptstelle zur Aufzeichnung gelangen.

Ein neuer Tiefenmesser von J. M. Weeren. Zeitschr. f. Instrumentenkunde 1887, S. 419. Über einen anderen Vorschlag vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 220.
Selbstzeichnender Flutmesser in Travemünde. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 192 u. 231.
Die gröfsten Tiefen der Oceane. Petermanns Mitteilungen 1889, S. 77.
Suchier. Über die Messung der Geschwindigkeit der Meeresströmungen in grofsen Tiefen mittels des hydrometrischen Flügels (Anordnung der Vorrichtungen und Ausführung der Messungen). Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1885, S. 373. — Berechnung und Untersuchung der vor der neuen Hafeneinfahrt zu Wilhelmshaven angestellten Messungen. Ann. der Hydrographie 1889, S. 417.

Es ergab sich, dafs für zwei im freien Strome belegene Beobachtungsstellen die Vertikalgeschwindigkeits-Skalen recht gut durch eine gemeine Parabel mit wagerechter Axe dargestellt werden können, während für drei Beobachtungsstellen, an welchen die Strömung durch die Hafeneinfahrts-Mauer beeinflufst erscheint, eine regelmäfsige Änderung der Geschwindigkeit nach der Tiefe nicht vorhanden ist.

Die Höhenlage der Meere. Centralbl. d. Bauverw. 1882, S 292 nach Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. Vergl. Petermanns Mitteilungen 1887, S. 197 und Ann. der Hydrographie 1890, S. 374.
Selbstzeichnender Flutmesser von R. Fuefs. Zeitschr. f. Instrumentenkunde 1887, S. 243. Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 192 und Seibt. Der selbstthätige Universalpegel in Swinemünde, System Seibt-Fuefs. Berlin 1891. (Sonderdruck aus Centralbl. der Bauverwaltung.)

Dieser Universalpegel (D. R. P. 50568 und 57718) gestattet: das unmittelbare Ablesen der Wasserstände an einem weithin sichtbaren Zeigerwerke, — die Aufzeichnung der Wasserstandskurve, — die Integration der Wasserstandsfläche, — das telephonische

Abhören und das chronoskopische Ablesen der Wasserstände aus der Ferne, — die Kontrolle sämtlicher Beobachtungswerte durch ein eigentümlich angelegtes Lotungssystem, endlich die Beobachtung etwaiger Höhenverschiebungen des Apparats.

Neue Vorrichtungen zur Darstellung des Wasserstandes und der Dichtigkeit des Meerwassers. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 60.

Seibt. Das Mittelwasser der Ostsee bei Travemünde. Berlin 1885, vergl. Referat von G. Franzius in Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1886, S. 168. — Derselbe. Das Mittelwasser der Ostsee bei Swinemünde. Zweite Mitteilung. Berlin 1890 (die erste erschien im Jahre 1881). Hieran anschliefsend: Gravelius. Das Mittelwasser der Ostsee. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 131.

Gravelius bespricht die allgemeine Bedeutung derartiger Messungen für die wissenschaftliche Erforschung der Erdgestalt und bezeichnet als wichtiges Ergebnis der neueren Messungen an der Ostsee den Nachweis der vollkommenen Konstanz der relativen Höhenlage der Küste zum Niveau der Ostsee für die in Betracht gezogene, die Jahre 1811 bis 1888 umfassende, 78jährige Beobachtungszeit.

Seeufer und Seeuferbau.

Messungen am Strande vor Nordholland und vor Südholland zur Ermittelung der Veränderungen. Tijdschr. van het kon. inst. van ingenieurs 1883, Juni, S. 90. — Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 372. — Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1885, S. 293.

v. Horn. Uferbauten in Holland (Bauten an der Wester- und an der Oster-Schelde). Wochenbl. f. Baukunde 1885, S. 11 u. 24; daselbst S. 154. Vergl. auch Seestrandbefestigungen in Holland (allgemeine Anordnung und Bauweise der Seebuhnen). Deutsche Bauz. 1886, S. 493—498 (nach Caland und Conrad).

Der holländische Strand und die Strandwerke. De ingenieur 1886, S. 407 u. 415.

Uferbauten in Holland (namentlich zu Petten und Westkappeln). Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1885, S. 71 u. 87. — (Seebuhnen). Daselbst S. 138. — (Werke an den Mündungen der gröfseren Ströme und in den Seegatten). Daselbst 1887, S. 247—252.

Strandbefestigungen an den Dünen der Insel Schouwen (Verwendung von Sinkstücken zur Sicherung der Buhnenköpfe). Tijdschr. van het kon. inst. van ingenieurs 1888, S. 183—186.

Abrutschungen und Uferbefestigungen an der Insel Nord-Beveland. Tijdschr. van het kon. inst. van ingenieurs 1888, S. 51.

Uferverteidigung in Seeland. De ingenieur 1889, S. 345.

Es wird vorgeschlagen, die Ufer durch Baumstämme zu sichern, deren Wipfel ins Wasser zu werfen und deren Stammenden am Ufer zu verankern wären.

Seeufer-Schutzbauten zu Carthagena in Columbia. Tijdschr. van het kon. inst. van ingenieurs 1888, Febr., S. 34. — Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 148.

Uferschutzbauten vor dem Wesselburener Koog in Schleswig-Holstein. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 286.

Das von den Tiden der Aufsen-Eider stark angegriffene Vorland dieses Koogs (Polders) erhielt mit Erfolg eine Uferdeckung aus einer Reihe durch Schüttung von Ziegelbrocken hergestellter Buhnen (Steinrippen), welche an einem über dem gewöhnlichen Niedrigwasser liegenden, gleichfalls aus Ziegelbrocken angelegten Parallelwerke den landseitigen Abschlufs fanden.

Nordsee-Inseln.

Uferschutzwerke auf den ostfriesischen Inseln. Zeitschr. f. Bauw. 1882, S. 525—553.

Dünenschutzbauten und Strandbauten auf Spiekeroog, Baltrum, Norderney und Borkum. Beschreibung, Umbauten und Erfahrungen. Abbildungen: Lagepläne und Einzelheiten.

v. Horn. Vorschläge zur Erhaltung, Vergröfserung und Verstärkung der deutschen Nordsee-Inseln und zur Verbindung derselben mit dem Festlande. Deutsche Bauz. 1884, S. 307—310.

Es wird die allmähliche Aufhöhung der zwischen den Inseln und dem Festlande liegenden Watten empfohlen. Sicherungsarbeiten an den Inseln selbst haben mit den Aufhöhungsarbeiten Hand in Hand zu gehen.

Derselbe. Verbesserte Vorschläge zur Erhaltung und Befestigung der Nordsee-Inseln. Deutsche Bauz. 1889, S. 89—91.

Der Verfasser hält seine früheren Vorschläge im wesentlichen aufrecht, empfiehlt aber behufs Beschleunigung der sonst allzu langwierigen Ausführung die Inseln von der Ems bis zur Jademündung durch Dämme miteinander zu verbinden, wodurch ein zusammenhängender, verhältnismäfsig leicht zu verteidigender Strand geschaffen würde. Sodann soll mittels eines von Schillighörn nach Wangerooge gezogenen, 8 km langen Buschdamms zwischen den Inseln und dem Festlande ein nur an der Westseite offenes Flutbassin gebildet werden, dessen Watten sich ziemlich rasch aufhöhen würden.

Fenge (Deutsche Bauz. 1889, S. 445) bezeichnet diese Vorschläge als nicht durchführbar und macht Mitteilungen über ein verbessertes Verfahren bei der zur Beförderung der Marschbildung dienenden sogenannten Begrüppung.

von Horn. Verbindung der Nordsee-Insel Ameland mit dem holländischen Festlande. Deutsche Bauz. 1886, S. 265.

Derselbe. Befestigung der Nordsee-Insel Ameland (namentlich ihrer Dünen). Deutsche Bauz. 1887, S. 153.

Kayser. Uferschutz an der Nordsee. Deutsche Bauz. 1891, S. 385.

Beschreibung der Werke am Nordweststrande der Insel Wangerooge. Neu ist das Einspülen ausrangierter eiserner Siederohre von Schiffskesseln an Stelle von Pfählen und der Vorschlag, den sandigen Untergrund unter gefährdeten Buhnenkörpern durch in den Sand eingeblasenen Cementstaub unterhalb der Niedrigwassergrenze zu versteinern.

B. Seeschiffahrt.

Zahl, Art, Gröfse und Geschwindigkeit der Seeschiffe.

Von

Ludwig Franzius.

Über Zahl, Art und Gröfse der Seeschiffe mögen nachstehende, dem Register von 1892—1893 des „Bureaus Veritas“ entnommenen Angaben in tabellarischer Übersicht dienen:

Länder.	Zahl der Dampfschiffe über 100 Netto-Reg.-T.	Totaler Tonnengehalt.	Durchschnittlicher Tonnengehalt.	Zahl der Segelschiffe über 50 Netto-Reg.-T.	Totaler Tonnengehalt.	Durchschnittlicher Tonnengehalt.
England	5588	5 606 232	1003	9506	3 602 546	379
Deutschland	765	773 521	1011	1444	676 492	468
Frankreich	482	477 489	991	1524	268 554	176
Amerika	421	427 806	1016	3428	1 466 963	428
Spanien	355	286 933	808	1085	184 484	170
Norwegen	478	241 619	505	3357	1 390 690	414
Italien	213	200 449	941	1943	560 159	288
Niederlande	196	202 406	1033	672	173 145	258
Rufsland	322	145 597	452	2166	461 201	213
Schweden	397	141 740	357	1359	318 718	235
Dänemark	217	113 711	524	864	156 585	181
Österreich	116	106 561	919	269	101 415	377
Griechenland	101	78 194	774	1317	280 144	213
Japan	143	76 860	537	100	26 505	265
Brasilien	180	77 286	429	276	60 793	220
Belgien	61	77 627	1273	10	1879	188
Portugal	40	36 629	916	208	45 587	219
Türkei	53	32 902	621	611	113 973	187
China	37	32 134	868	3	1005	335
Chile	34	26 243	742	145	75 570	521
Argentinien	53	15 485	292	113	31 480	279
	10 252	9 177 424	895	30 400	9 997 888	329
Aufserdem:						
Von anderen kleineren Staaten	110	49 239	448	311	95 861	308
Ferner:						
Dampfschiffe unter 100 Netto-Reg.-T.	1971	116 225	59	—	—	—
und Segelschiffe unter 50 Netto-Reg.-T.	—	—	—	447	16 484	37
Im ganzen	12 333	9 342 888	758	31 158	10 110 233	325

Diese Zusammenstellung zeigt durch Vergleichung mit der Übersicht, welche in der 2. Auflage des dritten Bandes des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften (Kap. XVII, S. 95) gegeben ist, den Umschwung seit den Jahren 1882—83 in der Zahl und Gröfse der Dampfer und Segelschiffe. Es hatten damals

7301 Dampfschiffe zusammen 8404932 Tonnen,
48487 Segelschiffe „ 13739970 „

Es hat also die Zahl der Dampfer wieder erheblich zugenommen, die der Segler dagegen in ähnlichem Mafse abgenommen, während die Tonnenzahl sich nicht in gleichem Verhältnis geändert hat. Es sind nämlich vorzugsweise viel kleinere Dampfer und grofse Segler neu gebaut, dagegen namentlich kleinere Segler eingegangen. Indem aber durch die rascheren Reisen der Dampfer eine Anzahl ihrer Tonnen etwa die dreifache Bedeutung einer gleichen Anzahl von Segelschiffs-Tonnen hat, so ist die Leistungsfähigkeit der gesamten jetzigen Flotte eine wesentlich höhere, als aus der einfachen Vermehrung der Tonnenzahl sich ergiebt. — Es sei bemerkt, dafs in den meisten dieser Angaben Register-Tonnen = 2,83 cbm Raumgröfse verstanden sind und nur ausnahmsweise Gewichtstonnen von 1000 kg.

Ferner möge darauf hingewiesen werden, dafs Deutschland verhältnismäfsig die stärkste Zunahme erfahren hat, denn dies Land zeigt zufolge dem „Handbuch für die deutsche Handelsmarine auf das Jahr 1891“, herausgegeben vom Reichsamt des Innern, seit dem Jahre 1875 die nachfolgende Änderung seiner Flotte:

Jahr.	Zahl der Dampfer.	Reg.-T. Netto.	Zahl der Segelschiffe.	Reg.-T. Netto.
1875	299	189998	4303	878385
1880	374	196343	4403	974943
1885	650	413943	3607	880345
1886	664	420605	3471	861844
1888	717	470364	3094	769818
1889	750	502579	2885	731315
1890	815	617911	2779	702810
1891	896	723652	2757	709761

Im Jahre 1891 entfielen von dieser Flotte 1241 Schiffe mit 335162 Reg.-T. auf das vereinigte Ostseegebiet und 2412 Schiffe mit 1098252 Reg.-T. auf das vereinigte Nordseegebiet. In dieser Zusammenstellung sind aber gegenüber den von der „Veritas“ gemachten Angaben auch kleinere Schiffe und zwar von mehr als 50 cbm oder 18 Reg.-T. berücksichtigt.

Während in England in den letzten Jahren durchschnittlich Schiffe mit über 1¼ Mill. Reg.-T. gebaut worden sind, betrug der Bau der Handelsschiffe in Deutschland 1892 nur 54000 Reg.-T. gegen etwa 70000 in den Vorjahren.

Wichtiger als die Vermehrung der Zahl und des Tonnengehalts ist aber für den Hafenbau die Vergröfserung der Schiffsgefäfse und für den ganzen Schiffahrtsbetrieb die Erhöhung der Dampfergeschwindigkeit. Es drückt sich beides in der Erbauung der sogen. Schnelldampfer aus, über deren Einzelheiten hier auf das Werk von C. Busley, „Die neueren Schnelldampfer der Handels- und Kriegsmarine“ (Kiel und Leipzig 1893) verwiesen werden mufs. Durch den Wettbewerb der grofsen Gesellschaften für Personenbeförderung, namentlich über den atlantischen Ocean, sind die Anforderungen und Leistungen hinsichtlich der Schnelligkeit, Sicherheit und Bequemlichkeit, richtiger der luxuriösen Ausstattung, in den letzten 10 Jahren ungemein gesteigert.

Indem nun schon eine mäfsige Steigerung der Schiffsgeschwindigkeit eine sehr bedeutende Vergröfserung der Maschinen und namentlich der Kohlenräume bedingt, so wird hierdurch ebenso wie durch die erhöhte Anforderung an Bequemlichkeit aller Art das Raumbedürfnis der Personendampfer wachsen. Es sind deshalb die denselben Zwecken dienenden Dampfer in der letzteren Zeit in ihren äufseren Abmessungen, und zwar namentlich in der Länge, viel gröfser geworden. Die Breite und die Tiefe sind mit Rücksicht auf Passieren von Schleusen, Dock-Eingängen beziehungsweise auf die Fahrwasserverhältnisse weniger gesteigert. Aber trotzdem macht sich für solche Häfen, welche für Personendampfer ersten Ranges zugänglich sein sollen, nach allen Richtungen eine Erhöhung der Ansprüche geltend. Dieselbe erstreckt sich bis auf den Betrieb der anschliefsenden Eisenbahnen, Post- und Zollverwaltungen.

Die Steigerung der Geschwindigkeit für transatlantische Postdampfer, z. B. für die Reise von Liverpool bis New-York, ergiebt sich nach Busley aus folgenden Zahlen:

Jahr.	Zahl der Knoten.	Dauer der Fahrt.
1840	8,25—8,5	15 Tage
1850	9,5	13 „
1860	11—11,5	11 „
1870	14	9 „
1880	15,5	8 „
1890	18—19	6 „

Dabei waren gegen das Jahr 1880, abgesehen von dem bekannten Schiffe „Great Eastern", die gröfsten Schiffe etwa 130 m lang mit etwa 5—6000 Gewichtstonnen Deplacement und etwa 3—4000 indicierten Pferdekräften.

Aus der nachstehenden, im Auszuge nach Busley mitgeteilten Tabelle ergeben sich dagegen die für Hafenbau und Betrieb wesentlichsten Verhältnisse einiger in letzter Zeit gebauten hervorragenden Schnelldampfer verschiedener Länder:

Heimat.	Name.	Eigner.	Jahr der Vollendung.	Ort der Werft.	Abmessungen Länge m	Breite m	Tiefgang m	Deplacement t	Maschinenleistung, indicierte Pferdestärken.	Tägl. Kohlenverbrauch t
Deutsch	„Lahn"	Norddeutscher Lloyd	1887	Glasgow	136,55	14,88	6,70	7700	9500	175
„	„Havel"		1890	Stettin	141,12	15,80	6,78	8900	12 770	246
„	„Spree"		1890	do.	141,12	15,80	6,75	8900	12 770	243
„	„Augusta Victoria"	Hamb.-Amerikan. Packetfahrt-Aktien-Gesellsch.	1889	do.	140,21	17,07	6,95	9500	12 280	247
„	„Columbia"		1889	Liverpool	141,10	17,07	6,70	9500	13 680	288
„	„Normannia"		1890	Glasgow	152,00	17,50	6,76	10 500	16 250	305
„	„Fürst Bismarck"		1891	Stettin	153,10	17,54	7,01	10 500	16 400	287
Engl.	„Majestic"	White Star-Linie	1890	Belfast	172,21	17,68	7,30	12 000	17 000	316
„	„Teutonic"		1889	do.	172,21	17,68	7,30	12 000	17 000	316
„	„City of New-York"	Inman- und Internat.-Linie	1888	Clydebank	160,72	19,26	7,47	13 000	18 100	382
„	„City of Paris"		1889	do.	160,72	19,26	7,47	13 000	18 350	382
Franz.	„La Touraine"	Compagnie générale transatlant., Havre	1891	St. Nazaire	157,45	17,05	7,20	11 675	11 500	—

Aus den von Busley für diese einzelnen Schiffe angegebenen maschinellen Einzelheiten sei noch hier angeführt, dafs der kleinste dieser Dampfer, die „Lahn", 2361,1 qm

Heizfläche und 81,2 qm Rostfläche, dagegen der gröfste derselben, die „Touraine“, bezw. 4669,6 und 120,1 qm Heiz- und Rostfläche besitzt.

Alle diese Dampfer durchlaufen den Ocean mit einer durchschnittlichen Fahrgeschwindigkeit von 18 bis 19 Knoten oder 33 bis 35 km i. d. Stunde, also abgesehen von den stets etwas höheren Geschwindigkeiten der Probefahrt. Voraussichtlich werden sie demnächst von zwei noch im Bau befindlichen Dampfern der Cunard-Linie um 1 bis 2 Knoten übertroffen werden. Ein bei Schichau in Elbing im Jahre 1890 gebautes Zweischrauben-Torpedoboot erreichte sogar die Geschwindigkeit von 26,55 Knoten. Die grofse Steigerung der Geschwindigkeit, ohne entsprechenden Mehrverbrauch an Kohlen, verdanken alle diese Schnelldampfer im wesentlichen dem dreifachen Verbund- oder Expansions-System und durch dieses der gröfstmöglichen Ausnutzung der Dampfspannung. Der Dampf tritt nämlich mit der hohen Spannung von 10 bis 12,6 Atm. in den ersten oder Hochdruckcylinder und wird mit Hilfe der Expansion und schliefslichen Kondensation mit nur sehr geringem Verlust ausgenutzt. Ein wesentliches Mittel zur Erhöhung der Leistung der Schiffskessel ist ferner die Verstärkung des Schornsteinzuges durch Zuführung von Prefsluft unter die Roste, der sogen. Unterwind (engl. *forced draught*). Durch diese Verbesserungen ist der bei guten zweifachen Expansionsmaschinen erzielte Kohlenverbrauch von 1 kg stündlich für eine indicierte Pferdekraft jetzt auf 0,75 kg heruntergebracht.

Die Schiffsschrauben haben hinsichtlich ihrer Haltbarkeit und Leichtigkeit namentlich durch die Verbindung eines Stahlkernes mit einem Überzug von sogen. Delta-Metall gewonnen, wobei die Vorzüge der bisherigen Stahlgufsflügel und Manganbronzeflügel vereinigt sind. In ihrer Anordnung ist namentlich das Zweischraubensystem von Bedeutung geworden, welches in Verbindung mit einer geteilten Maschine den grofsen Schiffen, namentlich den Kriegsschiffen, eine erhöhte Manövrierfähigkeit und Sicherheit im Falle von Beschädigungen giebt. Die Anwendung von drei Schrauben, welche für kleine Dampfer bereits im Jahre 1882 stattfand, ist neuerdings auch für gröfsere Dampfer eingeführt und verspricht gute Erfolge.

Schliefslich sei kurz erwähnt, dafs die Kosten eines gröfseren Handels-Schnelldampfers jetzt etwa 6 Mill. M. betragen, dafs aber die eines fertig armierten und ausgerüsteten Kriegskreuzers über 8 Mill. M. steigen. Die gröfste Zahl der Schnelldampfer, sowie überhaupt der Seedampfer besitzt der Norddeutsche Lloyd in Bremen. Derselbe arbeitet z. Z. mit einem Kapital von 83 Mill. M. und einem Personal von 8000 Menschen. Er besitzt 47 transatlantische Dampfer mit einem Raumgehalt von 174850 Reg.-T. und einer Maschinenstärke von 183832 Pferdekräften. Aufserdem hat er 28 kleinere, für die Fahrt nach England, für die Unterweser u. s. w. dienende Dampfer mit 15506 Reg.-T. Raum und 12432 Pferdekräften Maschinenstärke, sowie 77 Schleppkähne mit 15756 Reg.-T. Raum. Der Norddeutsche Lloyd allein befördert ebensoviel Postsachen, als sämtliche englische Dampferlinien zusammen, und steht ebenso in der Beförderung von Personen allen anderen Linien voran. Mit der Hamburg-Amerikanischen Gesellschaft zusammen hat er etwa ebensoviel, nämlich rund 183000 Personen in einem Jahre nach Amerika befördert, wie die sämtlichen englischen Linien einerseits und die Linien aller anderen Staaten andererseits. Seine transatlantischen Dampfer haben im Jahre 1891 zusammen einen Weg von 2726790 nautischen Meilen gemacht, welche Länge rund 126 mal dem Erdumfange gleichkommt.

C. Seekanäle.

Von

Rudolf Rudloff.

Die verflossenen achtziger Jahre unseres Jahrhunderts haben nicht nur hinsichtlich des Ausbaues binnenländischer Wasserstrafsen, sondern auch auf dem Gebiete des früher weniger beachteten Seekanalbaues erhebliche Fortschritte gezeitigt. Die Hebung der allgemeinen wirtschaftlichen Lage in Europa, die immer mehr zur Erkenntnis gelangende Bedeutung des Wasserstrafsenverkehrs gegenüber dem Verkehr der Eisenbahnen, nicht zum mindesten aber die Vervollkommnung aller der Maschinen und Apparate, welche für eine sichere und schnelle Fertigstellung solch grofsartiger Unternehmungen wie die der Seekanäle genügend Gewähr leisten, haben eine Reihe bedeutungsvoller Entwürfe hervorgerufen, deren mehrere in kürzester Zeit ihrer Verwirklichung entgegen gingen.

Der Manchester-Seekanal, dessen Ausführung anfangs der achtziger Jahre beschlossen wurde, ist, trotz des heftigen Widerstandes einflufsreicher Körperschaften, nahezu glücklich vollendet, und seine volle Inbetriebnahme steht in allernächster Zeit in Aussicht; der mit privaten Mitteln neugeplante Nord-Ostsee-Kanal ist zu einem Unternehmen des Deutschen Reichs geworden und in seiner Ausführung bereits so weit gefördert, dafs seine Eröffnung im Jahre 1895 mit Bestimmtheit zu erwarten ist; in Schottland trägt man sich mit dem Gedanken einer Verbindung des Firth of Forth mit dem Firth of Clyde*); in Belgien sind Entwürfe aufgestellt, welche Brüssel und Gent zu Seehäfen machen sollen.**)

Der Amsterdamer Seekanal wird vertieft und erhält eine neue, den gröfsten Ansprüchen genügende Schleuse zu Ymuiden von 215 m nutzbarer Länge und einer Tiefe von rund 9,5 m unter gewöhnlich Niedrigwasser (siehe T. IV, F. 1, 2 u. 3), der Suez-Kanal wird erheblich verbreitert und vertieft, um den Riesenverkehr, der sich ihm zugewandt, mit Sicherheit bewältigen zu können; in den Vereinigten Staaten von Nordamerika macht man grofse Anstrengungen, die von fruchtbaren Getreideländern umgebenen grofsen Seen für die Seeschiffahrt zugänglich zu machen; hierzu fahren eigentümlich geformte Schiffe, sogenannte Walboote bis zu 3000 Tons Ladevermögen, bereits von den äufsersten Ecken des Oberen Sees nach dem atlantischen Ocean†), um die ungeheuren Getreidemassen jener Gegenden unmittelbar nach England zu befördern;

---

*) Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 500.

**) Daselbst, S. 207.

†) Scientific American 1891, Juli, S 1, November, S. 303. – Engng. 1892, S. 539–540.

gleichzeitig ist der Bau eines Konkurrenzkanals für den Panama-Kanal unter Benutzung des Nicaragua-Sees eingeleitet, während der Gedanke, die Hauptstädte Frankreichs und Deutschlands durch Seekanäle mit dem Meere zu verbinden, von neuem aufgetaucht ist und weitere Kreise beschäftigt.*)

Es sind aber auch Enttäuschungen nicht ausgeblieben.

Der französischerseits mit grofser Begeisterung ins Leben gerufene Bau des Panama-Kanals ist einstweilen nach mancherlei Umwandlungen und Verschwendung kolossaler Geldmittel, teils infolge mangelhafter Leitung, teils infolge des Widerstandes der Natur, aufgegeben; es ist mehr als fraglich, ob es zu einer Wiedererstehung desselben kommen wird, und kaum in Angriff genommen mufste der Bau eines Kanals zur Durchquerung der Landenge von Korinth**) mangels genügender Geldmittel zeitweilig eingestellt werden; erst in letzter Zeit sind die Arbeiten energisch wieder aufgenommen.

In nachstehendem sollen besprochen werden: Der Seekanal nach Manchester, der Nord-Ostsee-Kanal, die Ergänzung des Amsterdamer Seekanals bei Ymuiden, die Erweiterung des Suez-Kanals, der Panama-Kanal und der Nicaragua-Kanal. Für den Kanal von Korinth und für einige der aufgestellten Projekte wird auf die betreffende Litteratur verwiesen; die letzteren vollständig zu berücksichtigen würde zu weit führen.

I. Der Manchester-Seekanal.†)

(Taf. I, Fig. 3, 4 u. 9.)

Der im Jahre 1891 teilweise in Betrieb genommene und voraussichtlich noch im Jahre 1895 vollständig fertig zu stellende Kanal bezweckt Zugänglichmachung Manchesters für die grofse Seeschiffahrt. Diese gewerbreichste Stadt des mittleren Englands, sowie die umliegenden, mit blühenden Fabriken und Bergwerken versehenen Grafschaften befanden sich hinsichtlich ihres überseeischen Verkehrs in einer aufserordentlich ungünstigen Lage. Obschon nur 50 km von dem nächsten grofsen Seehafenplatz Liverpool entfernt und mit diesem durch nicht weniger als fünf Eisenbahnen und zwei Binnenschiffahrtsstrafsen verbunden, waren die Frachtsätze für die Beförderung von Gütern aus den Seeschiffen nach Manchester und umgekehrt so hohe, dafs die Konkurrenzfähigkeit seiner Kaufleute gegenüber denjenigen günstiger gelegener Fabrikstädte ernstlich bedroht war. Die Schuld hieran trugen mangelhafte Hafeneinrichtungen zu Liverpool, veraltete Einrichtungen auf den Schiffahrtsstrafsen, insbesondere aber geringes Entgegenkommen sämtlicher in Betracht kommenden Verkehrsanstalten, welche sich im Besitz eines Monopols glaubten, das ihnen von keiner Seite streitig gemacht werden könne.

*) Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 9 und 24—27.

**) Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 111; 1890, S. 432; 1891, S. 367. — Deutsche Bauz. 1883, S. 64; 1886, S. 235.

†) Vergleiche die Litteratur am Schlusse des Abschnitts. An dieser Stelle mögen einige Mitteilungen hervorgehoben werden, welche Abbildungen bringen:

Deutsche Bauz. 1890, S. 505, 542 u. 549 (Übersichtsplan, Wasserstandsverhältnisse, Querprofil, Hafenanlage bei Manchester).

Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 150; 1889, S. 4 u. 17, auch 1891, S. 813. (Karte und Längenprofil, Querprofile, Wasserstandsverhältnisse.)

Nouv. ann. de la constr. 1884, Juli, und Ann. des ponts et chaussées 1888, Pl. 36 (Lageplan, Längen- und Querprofile), auch Nouv. ann. de la constr. 1892, Okt. (Dasselbe, sodann Schleusen, Sicherung der Kanalböschungen und eigenartige, von Stoney erfundene Schützen).

Da eine Rückkehr zur Beförderung der Güter auf der Landstrafse, wie sie vor nicht allzu langer Zeit in Betracht gezogen worden war, unzeitgemäfs und wahrscheinlich allzu kostspielig ausgefallen wäre, auch, ebenso wie der gleichfalls ins Auge gefafste zeitgemäfse Ausbau der bestehenden Binnenschiffahrtsstrafsen, eine dauernde Abhängigkeit von den Liverpooler Hafenanlagen bedingt haben würde, von deren Besitzern Konzessionen irgend welcher Art nicht zu erwarten waren, so entschlofs man sich, eine grofse Wasserstrafse anzulegen, auf welcher der Seeverkehr unter Umgehung Liverpools nach Manchester geführt würde.

Manchester, welches mit seinen Vororten eine Einwohnerzahl von 850000 Menschen besitzt, liegt an den Ufern des Irwell, eines kleinen, durch Wehre aufgestauten und für die kleine Schiffahrt eingerichteten Flusses, welcher sich etwa 12 km von Manchester bei Irlam in den Mersey ergiefst. Dieser ist bis zu dem Orte Warrington, von wo ab die Ebbe und Flut des Meeres sich zeigt, gleichfalls nur für die Binnenschiffahrt brauchbar. Von Warrington ab erweitert sich das Bett des Mersey sehr schnell und schon bei dem 11 km unterhalb gelegenen Runcorn liegen die Stromverhältnisse derartig, dafs grofse Seeschiffe in einem allerdings stark gekrümmten und sich in seiner Lage fortwährend ändernden Tiefwasserschlauche bis an diesen Ort kommen können. Liverpool am rechten Ufer und das gegenüberliegende Birkenhead befinden sich 25 km weiter stromabwärts an der Mündung des bis zu einer Breite von 5 km sich erweiternden Mersey-Beckens.

Dank der spülenden Wirkung der in dem Mündungstrichter sich bewegenden und Liverpool an einer Einschnürung desselben passierenden gewaltigen Wassermassen, sowie des erheblichen Flutintervalls von 8 m bei gewöhnlichen Springtiden und 4 m bei gewöhnlichen tauben Tiden, bestehen Wasserverhältnisse bei Liverpool, welche Hafenanlagen gröfsten Mafsstabes ermöglichten und Liverpool zu einem der verkehrsreichsten Hafenplätze der Welt machten.

Auf der Barre vor Liverpool befindet sich als schwächste Stelle ein nicht breiter Rücken mit einer Wassertiefe von 3,16 m unter Niedrigwasser-Springtide, welche indessen nur den zwischen Liverpool und Amerika verkehrenden grofsen Schnelldampfern, bei denen es vor allen Dingen auf kürzeste Fahrzeit ankommt, unbequem wird, im übrigen aber für die sonstige Schiffahrt nicht nachteilig ist.

Auf dem linken Ufer des Mersey mündet, nahezu halbwegs zwischen Warrington und Liverpool, der Weaver, ein durch Einrichtungen neuester und bester Art in seinem unteren Teile für Schiffe von rund 500 Tonnen Ladevermögen benutzbarer, kanalisierter Flufs, welcher in Verbindung mit dem Trent- und Mersey-Kanal der Mersey-Schiffahrt erhebliche Zufuhr an Salz, Kohlen und sonstigen Produkten leistet. Der von Runcorn ausgehende, mit dem Trent- und Mersey-Kanal verbundene und in seinem landeinwärts gerichteten Lauf Manchester berührende Bridgewater-Kanal ist eine veraltete Anlage mit kleinen Schleusen, und kommt für den grofsen Verkehr Manchesters so gut wie nicht in Betracht; er befand sich in dem Besitz der Gesellschaft, welche die Mersey- und Irwell-Binnenschiffahrt in den Händen hatte.

Ein erster Entwurf, welcher den zu erbauenden Manchester-Seekanal als offenen, der Ebbe und Flut ausgesetzten Seekanal angelegt wissen wollte, fand die Zustimmung der Kanalinteressenten nicht. Die Kosten der Erd- und Felsarbeiten wären aufserordentlich hohe gewesen, und aufserdem begegnete die Anlage von Häfen in dem 18 m über dem Hochwasserspiegel des Kanals liegenden Manchester beträchtlichen, kaum zu überwindenden Schwierigkeiten.

Der hierauf mit der Bearbeitung weiterer Entwürfe beauftragte Oberingenieur der Weaver-Schiffahrt, Leader Williams, entschied sich für einen bei Runcorn in das Flutbecken des Mersey einmündenden Schleusenkanal. Unterhalb Runcorn sollte, da das vorhandene Fahrwasser im Mersey den Ansprüchen einer grofsen Schiffahrt nicht genügt haben würde, ein Kanalschlauch ausgebaggert werden, dessen seitliche Abschlüsse durch aus Steinen hergestellte Leitdämme gebildet werden sollten. Die Oberkante dieser sollte, um ein Aufschlicken und Aufsanden der hinter ihnen liegenden Flächen zu verhindern, die Höhe der nächstliegenden Sandbänke nicht überragen.

Bei dem grofsen Widerstande, welchen die Besitzer der in Liverpool einlaufenden Eisenbahnen, insbesondere aber die Interessenten der dortigen Hafenanstalten dem Entwurfe entgegensetzten, gelang es dem Kanalausschufs nicht, die Bauerlaubnis zu erhalten. Am meisten wurde die unterhalb Runcorn im Mersey-Bett zwischen Leitdämmen auszuführende Kanalstrecke angefochten, da seitens der Gegner behauptet wurde, dafs durch dieselbe Auflandungen entstehen würden, welche die Flutverhältnisse ungünstig beeinflussen und mit der Zeit eine Verschlechterung der Tiefenverhältnisse bei Liverpool und auf der Barre herbeiführen würden. Da die Unrichtigkeit dieser Behauptungen nicht mit überzeugender Sicherheit bewiesen werden konnte, so entschlofs man sich, auf den Rat des amerikanischen Ingenieurs Eads hin, den Kanal weiter stromabwärts in den Mersey münden zu lassen und zwar an einer Stelle, wo bauliche Anlagen zur Herstellung und Erhaltung eines ausreichenden Fahrwassers nicht mehr notwendig waren. Man wählte das an einer Konkaven des linken Ufers an einem Nebenfahrwasser günstig gelegene Eastham.

Da Liverpool gegen einen derartigen Kanal Einwände nicht mehr machen konnte, so erfolgte die Bauerlaubnis durch das englische Ober- und Unterhaus im Jahre 1886, und der Urheber des letzten Entwurfs, Leader Williams, wurde mit der Ausführung betraut.

Der eigentliche Kanal besteht aus fünf Haltungen, von welchen die erste, zwischen Eastham und Latchford gelegen, 33,4 km, die zweite zwischen Latchford und Irlam 12,0 km, die dritte Irlam-Barton 4,4 km und die vierte Barton-Salford 6,4 km lang ist. In der fünften Haltung sind die neuen Hafenanstalten von Manchester angeordnet.

Der normale Wasserstand der untersten Haltung ist in Höhe des mittleren Hochwasserstandes oder 1,5 m unter Hochwasser gewöhnlicher Springtide angenommen worden. Diese Haltung wird gegen den Mersey durch drei Kammerschleusen, von denen die gröfste 182,90 m lang und 24,38 m breit, die mittlere 106,70 m lang und 15,24 m breit und die kleinste 45,70 m lang und 9,14 m breit ist, begrenzt und liegt nahezu zur Hälfte ihrer Länge hart an dem linken Ufer des Mersey-Flutbeckens, gegen welches der Kanal durch Dämme abgeschlossen ist. Letztere sind aus Thon hergestellt und mit Bruchsteinmauerwerk verkleidet, ihre Kronenbreite beträgt 6,10 m, die Böschung nach der Kanalseite 1:1, nach dem Mersey aber 1:2. Da wo die Dämme auf durchlässigem Boden aufruhen, sind sie durch beiderseitige Spundwände eingefafst.

Steigt das Wasser im Mersey über den normalen Wasserstand des Kanals, so strömt dasselbe durch die Zugangsschleuse, sowie durch zwei neben derselben angelegte Schützenwehre von je 6 m Breite und durch drei in den seitlichen Abschlufsdämmen angelegte Überfallwehre von je 90 m Länge in die Kanalhaltung ein und füllt diese bis zu gleicher Höhe wie im Mersey auf. Während dieser Zeit hat die Schiffahrt ungehinderten Eintritt in den Kanal. Mit eintretender Ebbe schliefsen sich die Thore in den Schiffahrtsschleusen und das überschüssige Wasser strömt vermittels der vorerwähnten Wehre wieder in den Mersey ab.

Der Weaver-Flufs wird in den Kanal eingeführt und sein Spiegel zu dem Zweck bis zur Kanalspiegelhöhe aufgestaut. Hierdurch entsteht in seinem alten breiten Mündungsbette ein grofses, natürliches Dock, welches für die Weaver-Schiffahrt nutzbar gemacht werden soll.

Aufser den Haupteingangsschleusen bei Eastham besitzt die untere Kanalhaltung noch zwei weitere Schleusen, eine bei Weston Point und die andere bei Runcorn, welche den Verkehr zwischen dem Kanal und den Hafenanstalten dieser Orte vermitteln sollen.

Die oberen Kanalhaltungen, welche durch den mit genügendem Wasser versehenen Irwell und Mersey gespeist werden, sind durch Schleusenanlagen bei Latchford, Irlam, Barton und Salford abgeschlossen. Jede dieser Anlagen besteht aus zwei Schiffahrtsschleusen mit Abmessungen, wie die gröfsten der beiden Eastham-Einfahrtschleusen und einer Entlastungsschleuse (Schützenwehr) zur Abführung höherer Wasserstände. Das Gefälle der Schleusen beträgt 5,03 bezw. 4,88 bezw. 4,58 bezw. 3,96 m.

Die Sohlenbreite des Kanals beträgt 36,60 m, die normale Wassertiefe 7,92 m (siehe T. I, F. 9). Die Kanalböschungen werden unter Wasser, soweit sie aus Erdreich bestehen, mit einer Neigung von 1 : 1½ angelegt und mit Bruchsteinen abgedeckt, über Wasser erhalten sie unter gleichen Verhältnissen eine Neigung von 1 : 2. Da wo der Kanal, wie es in längeren Strecken geschieht, felsiges Gelände durchschneidet, werden die Böschungen unter Wasser mit einer Neigung von 6 : 1 angelegt.

Diese Abmessungen des Kanalprofils, welches im übrigen von denen des erweiterten Suez-Kanals, des Nord-Ostsee-Kanals, des Panama-Kanals und des in Aussicht genommenen Nicaragua-Kanals nur unerheblich abweicht, genügen, um zwei Schiffe gröfster Art ohne Schwierigkeit aneinander vorbeikommen zu lassen. Ausweichestellen sind infolge dessen nicht anzulegen gewesen und sollen auch Erweiterungen mit Rücksicht darauf, dafs Krümmungen unter 2000 m Radius nicht vorkommen, in den gekrümmten Stellen unterbleiben.

Eine Abweichung von dem gewöhnlichen Querschnitt findet in den obersten Kanalstrecken statt, wo die Sohle mit Rücksicht darauf, dafs der Kanal hier mehr den Charakter eines Docks hat, eine Breite von 51,84 m erhält; aufserdem sind Wendestellen für die Schiffe bei jeder Schleusenanlage zur Ausführung gebracht. Innerhalb der Schleusen beträgt die Kanaltiefe mit Rücksicht auf etwaige spätere Vertiefungen des Kanals 0,90 m mehr als in der freien Strecke.

Die Überführung der Eisenbahnen über den Kanal geschieht mittels fester Brücken, deren Unterkante 22,86 m über dem normalen Wasserspiegel liegt. Gröfsere Schiffe, insbesondere Segelschiffe sind infolge dessen gezwungen, beim Passieren der Brücken ihre Stengen herabzulassen. Alle übrigen Brücken sind Drehbrücken; auch die Überführung des Bridgewater-Kanals geschieht mittels drehbaren Brückenkanals.

Die Kanalschleusen, welche sämtlich auf Fels gegründet werden konnten, sind im wesentlichen aus Beton hergestellt und bieten in ihrer Konstruktion nichts neues. Bei der Vorliebe für hölzerne Schleusenthore in England verwendet man auch zu den Thoren der Schleusen des Manchester-Seekanals das sehr beständige und feste australische Grünholz (*Greenheart*).

Die Hafenanlagen zu Manchester, deren Herstellung aufserordentliche, durch die örtlichen Verhältnisse veranlafste Schwierigkeiten entgegentraten, enthalten 46 ha Wasserfläche und 8,2 km Kailänge, über die Ausnutzung derselben und die Bebauung der Kaiflächen steht noch nichts Genaues fest.

Die Kosten des Kanals belaufen sich nach dem Anschlag auf 179380000 M. Von denselben entfallen 126220000 M. auf die Bauausführung, 16040000 M. auf den

Landankauf, 2920000 M. auf die durch das Vorverfahren veranlafsten Ausgaben, welche den Urhebern des Unternehmens wieder zurückerstattet werden mufsten, und 34220000 M. auf den Ankauf des Bridgewater-Kanals, zu welchem man sich entschlossen hat, um den Schwierigkeiten aus dem Wege zu gehen, welche die Besitzer desselben dem Bau des Manchester-Seekanals sonst bereitet haben würden. Nach den neuesten Nachrichten haben die veranschlagten Mittel indessen nicht ausgereicht, um den Kanalbau zu Ende zu führen, es haben vielmehr 20 Millionen Mark nachbewilligt werden müssen.

Hinsichtlich des von dem Kanal aufzunehmenden Verkehrs rechnet man zunächst auf einen solchen von 3 Millionen Registertons, während man die gröfste Leistungsfähigkeit desselben auf 24 Millionen schätzte, was, eine wesentliche Vergröfserung der Manchester Hafenanlagen vorausgesetzt, mit Rücksicht auf den Umstand, dafs der ganze Kanal von Runcorn an als ein grofses Dock anzusehen ist, nicht übertrieben erscheint.

Selbstredend wird der auf dem Kanal sich entwickelnde Verkehr den Liverpooler Hafenanlagen entzogen werden, weshalb man dort nunmehr aufserordentliche Anstrengungen macht, um durch neue, zeitgemäfs eingerichtete Anstalten soviel als möglich von dem bestehenden Verkehr, welcher im Jahre 1888 auf rund 8 Millionen Registertons sich belief, festzuhalten. Man giebt sich indessen keinen Täuschungen hin, da die Vorteile, welche der fast zu jeder Zeit zugängliche Kanal gegenüber den nur bei höheren Wasserständen zugänglichen Docks zu Liverpool bietet, zu grofse sind, hofft aber durch neue Binnenschiffahrtsstrafsen, die von Liverpool ihren Ausgang nehmen, im Laufe der Zeit das Verlorengegangene wieder zu erreichen.

Erhebliche Schwierigkeiten haben die zahlreichen Kreuzungen des Kanals mit den alten Wasserläufen und die zu Rutschungen neigenden, tiefen Felseinschnitte der Bauausführung bereitet; mit diesen Umständen hängt im wesentlichen die Überschreitung des Voranschlages zusammen.

Der gesamte Aushub des Kanalbettes beziffert sich auf 35 Millionen cbm, wovon 7,6 Millionen wenig harter Fels sind. Die durchschnittliche Leistung der nahezu 100 in Thätigkeit gewesenen Excavatoren betrug $^3/_4$ Millionen cbm im Monat.

2. Der Nord-Ostsee-Kanal.*)

(Taf. I, Fig. 1, 7, 12 u. 13.)

Die Zweckmäfsigkeit der Herstellung eines Schiffahrtskanals, welcher die Nord- und Ostsee auf kürzestem Wege unter Durchquerung der jütischen Halbinsel verbindet,

*) Abbildungen findet man an folgenden Stellen; im übrigen ist auf die Litteratur am Schlusse dieses Abschnitts zu verweisen.

Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 233—240. (Übersichtskarten der verschiedenen Kanallinien und der Seewege zum Nord-Ostsee-Kanal, zur Ausführung bestimmte Linie nebst Längen- und Querprofil.)

Daselbst 1887, S. 221 u. 229 (Festplatz für die Grundsteinlegung bei Holtenau, Nachbildung des in den Grundstein versenkten Planes).

Daselbst 1889, S. 73 (Linie, Längen- und Querprofil, Hafen- und Schleusenanlagen, Schlafbaracke).

Offizielle Karte vom Nord-Ostsee-Kanal, bearbeitet von der Kaiserl. Kanal-Kommission in Kiel, herausgegeben von Brennecke. Berlin 1890.

Karte des Nord-Ostsee-Kanals von Jahn. Kiel 1890.

Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 193, 203 u. 215 (Durchbauung der Moore, 15 Abbildungen; Uferdeckungen; Brücke bei Grünenthal).

Lichtdrucke betr. die Ausführung des Nord-Ostsee-Kanals. Constabel und Knackstedt. Hanerau und Hamburg 1892.

ist schon in frühester Zeit eingesehen worden. Verschiedene dänische Könige beschäftigten sich mit dem Gedanken der Herstellung eines solchen Kanals; die Durchführung desselben scheiterte aber hauptsächlich an dem widerstreitenden Interesse der dänischen Hauptstadt, welcher durch den Kanal ein grofser Teil des Schiffahrtsverkehrs genommen worden wäre.

Nachdem am Ende des vergangenen Jahrhunderts mit der Anlage des Eider-Kanals wenigstens für die Küstenschiffahrt an beiden Küsten Schleswig-Holsteins eine Verbindung geschaffen worden war, tauchten neue, ernste Bestrebungen zur Herstellung eines leistungsfähigen, auch der grofsen Schiffahrt genügenden Kanals namentlich nach der Wiedervereinigung Schleswig-Holsteins mit Deutschland wieder auf. Man fafste jetzt, während man bei den älteren Entwürfen mehr auf den kürzesten Weg zwischen den beiden Meeren das Augenmerk gerichtet hatte und damit an sehr ungünstige Ausgangspunkte für den Kanal gekommen war, auf der einen Seite die Mündung der Elbe und auf der anderen Seite eine der beiden nahezu gleich günstigen Buchten von Kiel bezw. Eckernförde ins Auge. Letztere boten mit ihren tiefen und geschützten Rheden sehr gute Ansegelungspunkte für einen grofsen Kanal, während mit der breiten, tiefen und nur geringfügigen Änderungen unterworfenen Elbmündung keine andere der vielen, früher in Betracht gezogenen Stellen des gefährlichen Wattenmeeres konkurrieren konnte.

Das von Lentze in den sechziger Jahren im Auftrage der preufsischen Regierung aufgestellte Projekt eines Kanals zwischen der Elbmündung und Kiel bezw. Eckernförde wurde Ende der siebziger Jahre auf Veranlassung des Hamburger Kaufmanns Dahlström und mit Aufwendung privater Mittel erneut bearbeitet, bis endlich die Regierung des Deutschen Reiches sich mit der Sache befafste. Sie veranlafste eine eingehende Prüfung dieser Entwürfe sowohl in technischer, wie in militärischer und wirtschaftlicher Beziehung, auf Grund welcher die Ausführung eines Kanals zwischen Brunsbüttel an der Elbe und Kiel an der Ostsee durch die gesetzgebenden Körperschaften im Jahre 1886 endgiltig genehmigt wurde.

Ausschlaggebend für die endliche Verwirklichung des so lange geplanten Unternehmens war in erster Linie das militärische Interesse, da durch den Kanal eine von Dänemark unabhängige Verbindung zwischen der Nord- und Ostsee mit ihren beiden Kriegshäfen Wilhelmshaven und Kiel geschaffen werden konnte, durch welche man in kürzester Zeit die in beiden Meeren stationierten Flottenabteilungen gefahrlos zusammenführen und sie vereint einem Feinde entgegenwerfen kann.

Hinsichtlich der Bedeutung des Kanals für die Handelsschiffahrt konnte ebenfalls kein Zweifel bestehen, da durch denselben einer der schwierigsten und gefährlichsten Seewege, welcher jedes Jahr erhebliche Opfer an Menschenleben und Geld fordert, vermieden und für sämtliche die Ostsee aufsuchenden Schiffe ein sicherer, für die Mehrzahl derselben aber auch ein kürzerer Weg geschaffen wird.

Man schätzt den Verkehr, welcher auf dem Kanal zu erwarten ist, auf 5500000 Reg.-T. und glaubt die Abgabe, welche für 1 Reg.-T. zu erheben sein wird, auf 0,75 M. annehmen zu können. Die Kosten des Kanals sind auf 156 Mill. M. veranschlagt. Hiervon werden, da die aus den Kanalabgaben zu erwartenden Einnahmen höchstens die Zinsen eines 55 Mill. M. betragenden Kapitals und die auf nahezu 2 Mill. M. veranschlagten jährlichen Unterhaltungskosten des Kanals decken werden, seitens des Deutschen Reiches, mit Rücksicht auf die Bedeutung des Kanals für die Landesverteidigung, sowie mit Rücksicht auf die durch das Passieren von Kriegsschiffen bedingte gröfsere Tiefe des Kanals, in der Hauptsache aber, weil man die bereits befestigte Kieler

Bucht als Ausgangspunkt gegenüber Eckernförde gewählt hatte, wodurch erhebliche Mehrkosten entstanden, 51 Millionen unverzinslich vorgestreckt, während Preufsen in Anbetracht der vielen, schwer in Geldwert ausdrückbaren Vorteile, welche der Nationalwohlstand durch die Kanalanlage erfahren würde, — es sei dabei an den leichteren Austausch der durch die preufsischen Nord- und Ostseehäfen bewegten Erzeugnisse der östlichen und westlichen Provinzen des Landes, sowie an die Verbesserung der landwirtschaftlichen Verhältnisse in einem grofsen Teile der holsteinischen Marschen gedacht — 50 Millionen in gleicher Weise übernahm.

Der Kanal hat eine Länge von 98,65 km, wovon nahezu zwei Drittel in gerader Linie liegen. Er ist ein einfacher Durchstich, welcher jedoch, da die Meeresspiegel der Nordsee und der Ostsee erheblichen Schwankungen ausgesetzt sind, durch zwei Schleusen abgeschlossen wird. Als normaler Wasserspiegel des Kanals gilt der mittlere Ostseespiegel, welcher von dem Spiegel der Nordsee bei ordinärer halber dortiger Tide nur unerheblich abweicht. Während die Ostseeschleusen in der Regel offen stehen und nur bei Wasserständen von 0,5 m über bezw. unter Mittelwasser geschlossen werden, was nur wenige Tage im Jahre vorkommen wird, öffnen sich die Nordseeschleusen bei jeder Ebbe und lassen das Wasser des Kanals je nach der Tide bis zu einem tiefsten Stande von 0,5 m unter der Ordinate des gewöhnlichen Ebbewasserstandes in die Elbe abfallen. Bei niedrigeren Wasserständen werden die Schleusen geschlossen; ihr Abschlufs erfolgt aufserdem bei steigendem Wasser, um zu verhindern, dafs das aufserordentlich schlickhaltige Elbwasser in den Kanal eintritt, und um das Aufnahmevermögen des Kanalbettes für die Entwässerung der anliegenden tief gelegenen Marschländereien möglichst grofs zu erhalten. Es strömen bei jeder gewöhnlichen Tide 3 bis 4 Millionen cbm Wasser mit einer gröfsten Geschwindigkeit von rund 1,5 m durch die Elbeschleusen ab und bewirken in dem Vorhafen eine Beseitigung des während der Flut gefallenen Schlicks. Lassen aufserordentlich hohe Wasserstände in der Nordsee ein Öffnen der Thore der Elbschleusen nicht zu, so findet die Abwässerung durch die Ostseeschleusen statt. Die Sohle des Kanals ist mit Rücksicht auf diese eigentümlichen Wasserverhältnisse nicht horizontal, sondern auf 60 km Länge nach den Elbschleusen zu geneigt angelegt worden.

Die Tiefe des Kanals ist bei niedrigstem Wasserstande mit Rücksicht auf den Tiefgang der gröfsten Kriegsschiffe, welche ihn befahren sollen, zu 8,5 m angenommen worden, die Sohlenbreite wurde gleichfalls mit Rücksicht auf die Kriegsschiffe zu 22 m, die Breite in Höhe des Kiels der gröfsten Handelsschiffe, d. h. in einer Tiefe von 6,5 m unter dem niedrigsten Wasser, aber zu 34 m bemessen, um zwei solchen Schiffen die Begegnung zu gestatten (vergl. T. I, F. 7). Die Böschung der Ufer beträgt bis 3 m über der Sohle 1 : 3, darüber steigt sie bis zu 7 m Höhe mit 1 : 2, in dieser Höhe schliefst sich eine Berme von 2,5 m Breite an, welche je nach den Bodenarten, welche die Böschungen und den Untergrund bilden, bis auf 9,5 m Breite erweitert wird. Die flache Neigung der Böschung über der Sohle bezweckt die Ermöglichung einer Vertiefung des Kanals auf 9 m. Der Inhalt des Wasserquerschnittes des Kanals beträgt 380 qm; er entspricht mithin dem $6^1/_3$fachen eines Handelsschiffes, welches am Nullspant einen eingetauchten Querschnitt von 60 qm besitzt. Erweiterungen des Querschnitts finden auf den stark gekrümmten Strecken des Kanals statt; die stärkste Krümmung des Kanals hat einen Halbmesser von 1000 m; die Verbreiterung des Kanals ist in den gekrümmten Strecken nach der Formel $b = 26 - \frac{R}{100}$ bemessen worden, sie beträgt mithin bei

1000 m Krümmungshalbmesser 16 m, bei 2500 m Halbmesser noch 1 m. Ferner sind sechs Ausweichestellen von 450 m Länge und 60 m Breite angelegt worden, um ausnahmsweise grofsen Schiffen, vornehmlich aber Kriegsschiffen ein Vorbeifahren an anderen Schiffen zu gestatten. Als Hauptausweichestellen gelten aber die von dem Kanal gekreuzten tiefen Seen der oberen Eider.

Über Wahl und Festlegung der Linie des Kanals ist folgendes zu bemerken: Nachdem die militärische Bedeutung des Kanals erkannt und in den Vordergrund getreten war, konnte nur noch die Kieler Bucht als Ausgangspunkt für den Kanal von der Ostsee her in Betracht gezogen werden. Obgleich der Weg von Eckernförde wesentlich kürzer gewesen, und durch denselben das schwierige Gelände in der Nähe Kiels vermieden worden wäre, entschied man sich doch für die Kieler Bucht, weil an ihr der zweitgröfste deutsche Kriegshafen liegt und es nur noch weniger Befestigungsanlagen bedurfte, um die Einfahrt zu einer gegen feindliche Angriffe wohl geschützten zu machen. Die eigentliche Abzweigestelle liegt an der sogenannten Wieker Bucht des ausgedehnten Kieler Meerbusens, an derselben Stelle, an welcher der alte Eiderkanal mündet. Der Kanal verfolgt von hier das tief eingeschnittene Thal, in welchem dieser Kanal angelegt ist, vermeidet aber dessen starke Krümmungen und gelangt in demselben in das Gebiet der oberen Eider; hier berührt er den Flemhuder See, welcher zur Unterbringung erheblicher Erdmassen benutzt wird, dessen Spiegel um etwa 7 m senkend. In der Nähe der Stadt Rendsburg und 1 km südlich derselben geht der Kanal in das Gebiet der der Flut und Ebbe ausgesetzten Untereider über, auf deren linkem Ufer er bis zur Mündung des Flüfschens Gieselau verläuft, um in dessen Bett die Wasserscheide zwischen Eider und Elbe, einen 23 m über dem Kanalspiegel hohen Geestrücken zu durchschneiden. Schutzdämme verhindern in dem Gebiete der Untereider das Eintreten hoher Fluten in den Kanal.

Fig. 1.

Nach Durchschneidung der Wasserscheide gelangt der Kanal in das Gebiet der Kudensee-Niederung, welche er quer durchsetzt, um oberhalb Brunsbüttel die Unterelbe zu treffen. Die tiefen und flüssigen Moore dieser Strecken, sowie des Gebietes der unteren Eider liefsen ein einfaches Einschneiden des Kanalprofils nicht zu. Infolge dessen mufsten zur Herstellung eines festen seitlichen Abschlusses Sanddämme in das Moor geschüttet werden, zwischen welchen der Kanal alsdann ausgehoben werden konnte, siehe Fig. 1.

Die Schleusenanlagen auf beiden Enden des Kanals bestehen aus je zwei Kammerschleusen von 150 m nutzbarer Länge und 25 m nutzbarer Breite (T. I, F. 12 u. 13 und T. IV, F. 4, 5 u. 6). Ihre Drempel liegen auf — 9,97 bezw. auf — 9,77 m unter dem normalen Spiegel des Kanals. Vor der Nordseeschleuse liegt ein 700 m langer

und 100 m breiter, vor der Ostseeschleuse, welche weiter unten eingehender besprochen werden wird, ein etwa 800 m langer und 120 m breiter Vorhafen, welche mittels kurzer Molen in die Elbe bezw. Kieler Bucht reichen. Abgesehen von den Aufsen- und Innenhäuptern erhalten die Schleusen noch Mittelhäupter, welche mit Absperrvorrichtungen versehen sind, die dazu dienen, bei heftigem durch die Schleusen gehenden Strom die Thore derselben ohne Gefahr schliefsen zu können.

An Nebenbauwerken sind namhaft zu machen: Eine Schleuse von 68 m Länge und 12 m nutzbarer Breite, welche 4,5 m tief gehenden Schiffen den Übergang aus dem Kanal in die Untereider und umgekehrt ermöglichen soll, sowie die Überführung der westholsteinischen und der Kiel-Flensburger Bahn mittels fester Bogenbrücken, sowie drei Drehbrücken zur Überführung zweier Chausseen und einer anderen Eisenbahnlinie. Die Drehbrücken sollen zweiarmig in Fachwerk ausgeführt werden. Die lichte Weite zwischen den Drehbrückenpfeilern beträgt 36 m.

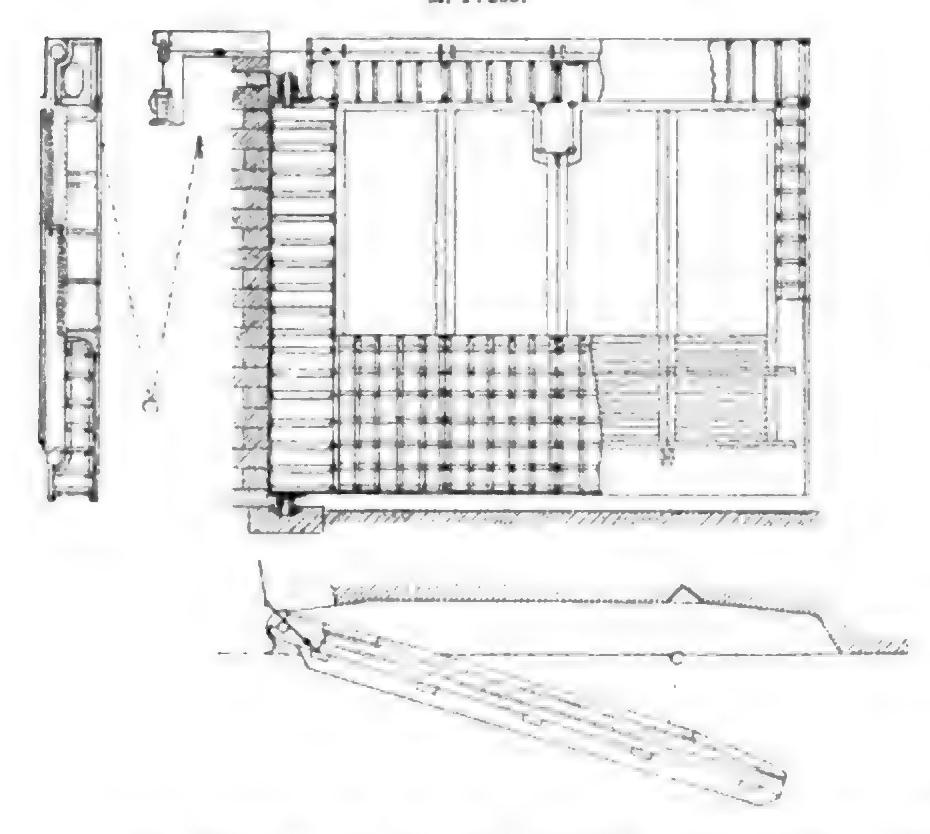
Die zur Herstellung des Kanals zu bewegenden Erdmassen betragen 78 Mill. cbm. Die Arbeiten sind an verschiedene Unternehmer vergeben, welche seit 1888 thätig sind und mit 27 Trockenbaggern, 24 Schwimmbaggern, 6 Elevatoren und 97 Lokomotiven arbeiten. Die durchschnittliche Leistung in einem Monat beträgt rund 1 Million cbm, wobei eine Steigerung bis auf $1^1/_2$ Millionen cbm vorgesehen war. Die Eröffnung des Kanals, welcher unter der Oberleitung des Geheimrats Bänsch ausgeführt wird, ist im Jahre 1895 mit ziemlicher Bestimmtheit zu erwarten.

Doppelschleuse zu Holtenau. Die Lage dieser jetzt (1893) noch im Bau begriffenen Schleuse geht aus T. I, F. 13, die Anordnung des Schleusenkörpers aus T. IV, F. 4, 5 u. 6 hervor. Weil in der Ostsee ein Verkehr von Schiffen gröfster Art ausgeschlossen ist, beträgt ihre nutzbare Länge, wie bereits erwähnt, nur 150 m, wohingegen die beiden anderen auf Tafel IV dargestellten Schleusen eine nutzbare Länge von 215 m erhalten. Die lichte Weite am Drempel ist 25 m und die Tiefe wurde so bemessen, dafs ein Durchschleusen von 9 m tief gehenden Schiffen möglich ist. Die Holtenauer Schleuse ist, ebenso wie die Nordsee-Schleuse zu Brunsbüttel, als Doppelschleuse angelegt, namentlich um zu verhüten, dafs bei Reparaturen eine Sperrung des Kanals eintritt.

Die einzelnen Schleusen enthalten je zwei Drempel mit je einem Flut- und einem Ebbethor, sowie einen dritten Drempel mit zwei Sperrthoren. Die Sperrthore haben folgenden Zweck zu erfüllen:

Da die Schleusen des Nord-Ostsee-Kanals, welche gleichzeitig als grofse Entwässerungsschleusen zu wirken haben, nicht dauernd geschlossen sind, und da die Abschliefsung des Kanals nur ausnahmsweise bei ruhigem Wasser, in der Regel aber bei heftigem aus- oder eingehenden Strom stattfindet, so liefsen sich die grofsen Flut- und Ebbethore dieser Schleusen nicht ohne weiteres hierfür benutzen. Es hätten dieselben erheblich stärker und mit schwerfälligen maschinellen Einrichtungen versehen werden müssen. Da aber hiermit keine Gewähr geleistet war, dafs nicht beim Versagen der Maschinen die Thore unter dem Druck des Wassers gegen die Drempel geschleudert und dadurch schwer geschädigt werden würden, so entschied man sich, von einer Verwendung derselben zur Herstellung des ersten Abschlusses in den Schleusen abzusehen und eine besondere Einrichtung dafür zu schaffen. Dieselbe besteht (Fig. 2) aus zwei Thoren, deren Flügel nur in ihren unteren Teilen dicht, im übrigen aber aus Rahmenwerk bestehen, welches, nachdem dieselben gegen die Drempel gelegt, mittels Schützen, die in den unteren Thorpartien versteckt liegen und aufgezogen werden, vollständig abge-

Fig. 2. *Sperrthor mit Spannkette und Gegengewicht.*
M. 1:250.



schlossen wird. Ist der Verschlufs der Schleuse durch die Sperrthore bewirkt, so werden die Thore des Aufsen- und Binnenhauptes geschlossen und die ersteren wieder zur Seite gedreht.

Die anderen Thore werden als Schwimmthore und gleichfalls aus Eisen konstruiert, wobei dem Wasser freier Eintritt in die oberen Teile der Thore gestattet werden soll, damit der Auftrieb fortwährend gleich ist und Zapfen und Lager möglichst wenig beansprucht werden. Die Bewegung wird mittels hydraulischer Motoren bewirkt.

Die Schleuse ist auf im Trocknen eingebrachten Beton fundiert und auch die Sohle ist mittels eines kräftigen Betonkörpers abgeschlossen, sodafs man die Schleuse in ähnlicher Weise wie die neue Wilhelmshavener Schleuse*) als Notdock für havarierte Schiffe wird benutzen können.

Um ein Durchbrechen der Docksohle während der Bauausführung zu verhindern, sind diese und die Fundamente der Schleusenkammermauern nicht aus einem Stück hergestellt worden, sondern man hat die letzteren für sich aufgeführt und erst, nachdem sie sich gehörig gesetzt hatten, die Betonsohle eingebracht.

Das aufgehende Mauerwerk der Häupter und der Schleusenkammermauern ist unter reichlicher Verwendung von Sparbeton ausgeführt worden. Derselbe, aus einem Raumteil Cement und 8 Teilen Sand bestehend, wurde derart hergestellt, dafs man den erdfeuchten Sand mit dem Cement ohne Zusatz von Wasser mischte, dieses Gemisch in 30 cm hohen Lagen einbrachte, mit Handrammen abstampfte und alsdann, um das zum Erhärten des Betons nötige Wasser zuzuführen, mittels Giefskannen überbrauste.

3. Ergänzung des Amsterdamer Nordsee-Kanals bei Ymuiden.

An der westlichen Mündung des Amsterdamer Nordsee-Kanals (vergl. den dritten Band des Handbuchs der Ingenieur-Wissenschaften, 2. Aufl., dritte Abteilung, S. 229) ist eine Ergänzung erforderlich geworden, nachdem bei der dreifachen Schleuse, welche auf Tafel XVI der genannten Abteilung dargestellt ist, erhebliche Übelstände und Unvollkommenheiten sich herausgestellt hatten. Die ersteren bestanden besonders in Erschwerung der Schiffahrt bei starker, noch bei der Schleuse sehr merklicher Dünung der See und beim Spülen des Aufsenkanals. Hauptsächlich aber erforderte der Umstand, dafs

*) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1891.

die Abmessungen der älteren Hauptschleuse (120 m Länge und 18 m Weite) den jetzigen Anforderungen nicht mehr genügten, die Erbauung einer neuen Schleuse und die Herstellung eines zugehörigen Seitenkanals.

Der Körper dieser Schleuse ist auf T. IV, F. 1—3 dargestellt. Damit die Schleuse von Schnelldampfern gröfster Art benutzt werden kann — die gröfsten haben bereits eine Länge von 192 m und eine Breite von 20 m erreicht, und ein Ende in der weiteren Steigerung der Gröfse dieser Schiffe ist noch nicht abzusehen — erhält dieselbe eine nutzbare Länge von 215 m bei einer lichten Weite am Drempel von 25 m und ihre Tiefe soll, wie bei der Schleuse zu Holtenau, das Durchschleusen von 9 m eintauchenden Schiffen gestatten.

Der Abstand der Axe des erwähnten Seitenkanals, mit welcher die Schleusenaxe zusammenfällt, bis zur Axe der vorhandenen Hauptschleuse beträgt 180 m. Der Kanal erhält eine Länge von rund 2500 m und schliefst sich mit Gegenkurven an den seit längerer Zeit bestehenden Kanal an. Die Stirn des Aufsenhaupts der neuen Schleuse liegt um 450 m weiter östlich als die Stirn der alten.

Durch diese Anlagen dürften, wenn nicht alle, so doch die meisten Klagen über den ursprünglichen Zustand beseitigt werden. Der Aufsenkanal erhält eine gröfsere Längenerstreckung, somit auch mehr Liegeplätze für ankommende und auf das Durchschleusen wartende Schiffe. Das Spülen kann, während die neue Schleuse zum Durchschleusen benutzt wird, mit der älteren Schleuse auf kräftige Weise geschehen. Das Spülwasser wird aufhören, in dem breiten aufserhalb der Schleusen entstehenden Becken hinderliche Strudel zu bilden, und in dem Seitenkanale werden sich die Schiffe der neuen Schleuse ohne Schwierigkeiten nähern können. Wenn auch die Dünung und die bislang beobachteten plötzlichen Erhebungen der Flutwelle sich vor den Flutthoren der neuen Schleuse ebenfalls zeigen werden, so wird dies doch in abgeschwächter Weise der Fall sein und die Biegungen des äufseren Seitenkanals werden die Gefahr, dafs die neue Schleuse durch Anfahren eines Schiffes beschädigt wird (was sich bei der alten — allerdings nur einmal — ereignet hat) sehr verringern, wenn nicht gänzlich beseitigen.*)

Im allgemeinen ist die neue Schleuse bei Ymuiden nach dem Vorbilde der älteren dortigen Schleusen gebaut worden; sie hat jedoch in ihren Abmessungen, wie auch in der Art und Weise ihrer Gründung verschiedene Wandlungen durchgemacht. Von der im ersten Entwurfe angenommenen Gründung auf Beton ging man aus Furcht vor der Nähe des Nordsee-Kanals, zumal bei der grofsen Tiefe der Baugrube, zu pneumatischer Gründung über; das anfangs sehr heftige Aufquellen von Sand und Wasser in den behufs der Bodenuntersuchungen gestellten Röhren gab hierbei den Ausschlag. Jedes der drei Schleusenhäupter sollte auf fünf Caissons ruhen, während der unter Wasser befindliche Teil der Kammermauern durch Taucher aus Betonblöcken hergestellt werden sollte. Bald nach Beginn der Aushebungsarbeiten kam man aber zu der Einsicht, dafs jene Befürchtungen unbegründet gewesen seien und kehrte zu der wesentlich billigeren Gründung auf Beton zurück (T. IV, F. 1 u. 3). Die bereits fertiggestellten Betonblöcke fanden bei der Abdeckung des Schleusenkammerbodens Verwendung.

Um beim Durchholen kleinerer Schiffe Zeit und Wasser zu sparen, besitzt die Schleuse drei Drempel mit je zwei eisernen Stemmthoren. Ob die Bewegung der Thor-

*) Vergl. von Horn. Verbesserungen des Seehafens von Ymuiden (nebst Lageplan der neuen Anlagen). Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1886, S. 661. — Über die Vertiefung des Amsterdamer Seekanals vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1893, S. 222.

flügel durch hydraulische oder elektrische Motoren geschehen soll, ist soweit bekannt noch nicht endgiltig festgestellt.

Als man im März 1892 die 2 m hohe Sandschicht entfernte, unter welcher der frische, in zwei Lagen gestürzte Beton den Winter über gelegen hatte, war der Schleusenboden an drei Stellen, und zwar in jedem Schleusenhaupt einmal, durch Quellen gesprengt worden, deren Lage ziemlich genau mit den Stellen übereinstimmte, an welchen vor Beginn der Bauausführung für die Untersuchung des Baugrundes Röhren in den Boden getrieben waren. Ihre Stärke war sehr verschieden; die stärkste lieferte noch im November 1892 1200 l Wasser in der Minute.

Die erste, im Aufsenhaupt befindliche Quelle hat man unschädlich gemacht, indem man den zersprengten Beton aushackte und, nachdem man in die so entstandene Grube ein eisernes Rohr mit einer grofsen, kreisförmigen Fufsplatte am unteren und einem gebogenen Abflufsstück am oberen Ende gebracht hatte, durch festen Cementbeton ersetzte und um die ganze Stelle eine Ringmauer zog, s. Fig. 3. Sobald sich die Schleuse ihrer Vollendung nähert, will man das Abflufsstück wegnehmen und das Rohr durch einen Deckel verschliefsen. Im Falle des Mifslingens dieses Verfahrens bei den anderen Quellen — bei der ersten ist der Versuch erfolgreich gewesen — hat man vor, die Verstopfung derselben mittels komprimierter Luft ins Werk zu setzen.*)

Fig. 3. M. 1:125.

Die Schleusenthore sind aus Eisen konstruiert. Der Bau dürfte zur Zeit (Herbst 1893) vollendet oder der Vollendung nahe sein.

4. Erweiterung des Suez-Kanals.**)

(Taf. I, Fig. 8.)

Der im Jahre 1870 dem Betrieb übergebene, mit einem Aufwand von 400 Mill. Franks erbaute Suez-Kanal genügte mit seinen ursprünglichen Breiten- und Tiefenabmessungen schon Ende der siebziger Jahre dem grofsen Verkehre, welcher sich ihm zugewandt hatte, nicht mehr, indem derselbe von 436609 Reg.-T. im Jahre 1870 auf 3057422 Reg.-T. im Jahre 1880 und 5775862 Reg.-T. im Jahre 1883 gestiegen war.

Bei einer Breite von 22 m in der Sohle, einer Tiefe von 8 m und einer Anlage der Böschungen von 1:2 unter Wasser fafste das Querprofil des Kanals nur den sechsfachen Querschnitt eines gröfsten Schiffes von 60 qm Inhalt.

---

*) Tijdschr. van het kon. inst. van ingenieurs, vom 5. Nov. 1892.

**) Zeichnungen an folgenden Stellen, vollständigere Litteratur am Schlusse dieses Abschnitts.

Nouv. ann. de la constr. 1883, S. 21 (Unterhaltung des Suez-Kanals. Querprofile, Steinböschungen).

Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 213—226 (Übersichtskarten, Mündungen zu Port-Said und Suez, mittlere monatliche Wasserstandshöhen, Querprofile).

Ann. des ponts et chaussées 1885, Pl. 55 (Übersichtskarte, Wasserstandsverhältnisse, Querprofile).

Trotz umsichtiger Bestimmungen, welche von seiten der Kanalverwaltung erlassen wurden, um den Betrieb so sicher wie nur möglich zu machen und Sperrungen des Kanals durch strandende Schiffe zu vermeiden, trotz des Vorhandenseins aufserordentlich tüchtiger Lootsen brauchten die Schiffe zum Befahren der 160 km langen Kanalstrecke mehr als 40 Stunden, während dieselben bei einer gröfsten Geschwindigkeit von 5 Knoten, wie sie vorgeschrieben war und mit Rücksicht auf die Ufer nicht gröfser zugelassen werden konnte, sowie bei Einrichtung des Nachtbetriebes nur 24 Stunden dazu notwendig gehabt haben würden.

Man entschlofs sich daher im Jahre 1884, die Frage, wie diese Mifsstände zu beseitigen seien, einer internationalen Kommission zu unterbreiten, und diese beschlofs, nachdem sie eingehende Studien beim Amsterdamer Seekanal über das Kreuzen von grofsen Seeschiffen gemacht, Erkundigungen über den Verkehr und Betrieb ähnlicher Wasserstrafsen eingezogen, und sich mit den Ursachen der Langsamkeit der Fahrt vertraut gemacht hatte, eine Verbreiterung des Kanals vorzuschlagen, welche auch das Einverständnis der Kanalverwaltung und der beteiligten Regierungen fand.

Als Hauptursachen für die Langsamkeit der Fahrt hatte man folgende erkannt:

1. Die an sich notwendige, auf 5 Knoten oder 9260 m in der Stunde festgesetzte gröfste Fahrgeschwindigkeit,
2. das zufällige Auffahren der Schiffe auf die Kanalböschungen,
3. die Flut- und Ebbeverhältnisse auf der Strecke im Anschlufs an das rote Meer,
4. die Kreuzungen der Schiffe an den Ausweichestellen.

Zwischen den beiden ersteren Ursachen besteht ein inniger Zusammenhang. Grofse Schiffe, welche sich mit einer Geschwindigkeit von nur fünf Knoten bewegen, steuern schlecht. Der geringste Zufall läfst dieselben eine schräge Lage zur Kanalaxe annehmen, und da das schlecht wirkende Steuer nicht sogleich abhelfen kann, so drehen die bei der schiefen Stellung des sich bewegenden Schiffes entstehenden ungleichen Pressungen des Wassers dasselbe schnell derart, dafs es mit dem Vordersteven auf die eine Böschung aufläuft und mit dem Hinterschiffe gegen die andere herumschlägt.

Bewegt sich aufserdem aber noch das Schiff in derselben Richtung wie die im Kanal auftretenden Strömungen, — an der Seite des roten Meeres kommen infolge von Ebbe und Flut Stromgeschwindigkeiten bis zu 1,35 m vor — so drückt der Strom das aus dem Ruder gelaufene und fest gekommene Schiff nur noch um so fester an die Böschungen und ein Abschleppen des gestrandeten Schiffes erfordert unter diesen Umständen eine um so längere Zeit.

Obwohl der Prozentsatz der Strandungen von Schiffen von Jahr zu Jahr zurückging und auch die mittlere Flottmachungsdauer der gestrandeten Schiffe sich von 15,36 Stunden bis auf 4,56 Stunden im Jahre 1884 herabgemindert hatte, nachdem das Abschleppen der Schiffe von der Kanalverwaltung kostenlos übernommen worden war, so betrug jährlich die Dauer der Behinderung der Schiffahrt im Kanal immerhin noch mehr als 2000 Stunden.

Hinsichtlich des schädlichen Einflusses der Ausweichestellen hatte man in Erfahrung gebracht, dafs in einseitig angelegten Ausweichestellen ganz besonders leicht Zusammenstöfse der sich kreuzenden bezw. überholenden Schiffe eintreten. In den Ausweichestellen wird das eine der Schiffe mit Tauen an Pollern festgelegt, sodafs es der saugenden Wirkung des sich vorbeibewegenden Schiffes nicht folgen kann.*) Wenn nun

*) Vergl. hierzu Dahlström. Die projektierten Bau- und Betriebseinrichtungen des Nord-Ostsee-Kanals. Hamburg 1890.

das in Fahrt befindliche Schiff sich dieser Stelle nähert, so tritt es aus der Mitte des engen Fahrwassers in ein weiteres, dessen Mitte es nicht mehr halten kann und erfährt auf derjenigen Seite, nach welcher hin die vor dem Schiffe entstehende Welle sich leichter ausbreiten kann, also auf der Seite der Verbreiterung, einen geringeren Druck, als auf der anderen. Das Vorderteil des sich bewegenden Schiffes wird also nach der einseitigen Erweiterung hin gedrückt und bedroht die daselbst befestigten Schiffe. Beim Herausfahren aus der Erweiterung erfährt das Hinterschiff eine ähnliche Einwirkung. Wenn daher das Schiff nicht durch ganz besonders aufmerksames Spiel des Ruders gelenkt wird, so sind Zusammenstöfse die unausbleibliche Folge.

Die von dem internationalen Ausschufs hinsichtlich der Vergröfserung des Kanalprofils gemachten Vorschläge lauteten derart, dafs, um 8 m tief gehenden Schiffen den Eintritt in den Kanal unter allen Umständen zu ermöglichen, eine Vertiefung desselben bis zu einer Tiefe von 9 m unter dem Niedrigwasser bei gewöhnlichen Springfluten in Aussicht zu nehmen, fürs erste aber die Herstellung einer Tiefe von 8,5 m zu bewirken sei, und dafs die weitere Vertiefung um 0,5 m den letzten Abschnitt der Arbeit zu bilden habe. In Betreff der Breiten wurde bestimmt, dafs in den geraden Strecken eine Breite von 65 m, gemessen in einer Tiefe von 8 m unter dem Niedrigwasserspiegel bei gewöhnlichen Springfluten anzunehmen sei, dafs in den Kurven mit einem Halbmesser von über 2500 m im Scheitel der Kurve eine Breite von 75 m, mit allmählicher Ausgleichung nach der normalen Kanalbreite hin, und schliefslich in den Kurven mit einem Halbmesser von 2500 m und darunter im Scheitel wenigstens eine Breite von 80 m vorhanden sein soll.

In dem zwischen den grofsen Bitterseen und Suez gelegenen Teil des Kanals soll, mit Rücksicht auf die in dieser Strecke auftretenden erheblichen Strömungen, die Breite des Kanals in den geraden Strecken 10 m mehr betragen, während in allen gekrümmten Strecken, die sämtlich einen gröfseren Radius als 2500 m haben, im Scheitel eine Breite von 80 m vorhanden sein soll.

Figur 8 auf Tafel I giebt ein Querprofil des Kanals mit der Erweiterung der schmalen Kanalstrecken. Die Erweiterung soll derartig geschehen, dafs zuerst die der Fläche 1 entsprechenden Erdkörper im Trocknen ausgehoben und beseitigt werden sollen, hierauf soll die mit 2 bezeichnete Verbreiterung des benetzten Querschnittes auf afrikanischer Seite durch Vereinigung der Ausweichestellen und Vertiefung derselben auf 8,5 m ausgeführt werden, wodurch dem Verkehr schon eine erhebliche Erleichterung geschaffen wird, nachher sollen die durch 3 und 4 angedeuteten Erweiterungen eintreten, schliefslich erfolgt die Vertiefung auf 9 m unter gewöhnlich Niedrigwasser Springtide, welche den Zweck hat, öftere Baggerungen zu vermeiden, wenn Verflachungen des Kanals sich einstellen.

Mit Rücksicht auf die bisherigen schlechten Erfahrungen, welche man mit den unbefestigten Ufern gemacht hatte, wurde eine einheitliche Befestigung vorgeschlagen und überall da, wo eine Abpflasterung der Ufer am Platz, eine solche von 1 m über dem Spiegel des Hochwassers bei gewöhnlichen Springtiden und bis zu 2 m unter dem Spiegel des Niedrigwassers bei denselben Tiden empfohlen. In letzterer Höhe ist ein Bankett anzulegen, damit, wenn Abflachungen der unter Wasser gelegenen unteren Böschungen eintreten sollten, die Pflasterung nicht abrutscht.

Die Kosten der Erweiterung wurden auf 203 Millionen Franks veranschlagt; man glaubt dieselben durch die in Aussicht stehende Zunahme des Verkehrs bis auf 10 Mill. Reg.-T. leicht verzinsen zu können.

Nachdem die Arbeiten Mitte der achtziger Jahre begonnen waren und die Mindesttiefe von 8 m auf 8,5 m gebracht worden war, konnte gestattet werden, dafs 7,8 m tief gehende Schiffe in dem Kanal verkehren, während früher nur 7,5 m tief gehende Schiffe zugelassen wurden.

Auch die Verbreiterung der Sohle des Kanals, wie sie sich nach Beseitigung der in F. 8, T. I mit 1 und 2 bezeichneten Erdkörper des vorbeschriebenen Querprofils ergiebt, ist nahezu beendet und scheint es, da das Kreuzen der Schiffe in der in der Sohle nunmehr rund 37 m breiten Kanalstrecke ohne Gefahr und Zeitverlust vor sich geht, als ob man die von dem internationalen Ausschufs vorgesehene weitere Vergrösserung des Kanalprofils aufgeben wolle.

Um das Kreuzen an jeder Stelle des verbreiterten Kanals zu ermöglichen, sind an beiden Ufern Haltepfähle in je 63 m Entfernung angebracht worden, an welchen sich die vom Mittelmeer kommenden Schiffe festmachen müssen, wenn ein Schiff ihnen entgegenkommt, wobei ihnen die Wahl des Ufers frei überlassen bleibt.

Da der Sog des vorbeigehenden Schiffes das festgelegte Schiff nach der Mitte des Kanals hinüber zu ziehen sich bestrebt, und dieses Bestreben auch noch besteht, wenn das Schiff vorbei ist, so genügt ein einfaches Loswerfen der Haltetaue, um das festgelegt gewesene Schiff nach der Mitte des Kanals treiben zu lassen, wo es alsdann ohne weiteres seine Fahrt wieder aufnehmen kann.

Man rechnet jetzt schon durchschnittlich nur 1/4 Stunde Zeitverlust, welche durch eine Kreuzung zweier Schiffe entsteht, und da höchstens 12 Kreuzungen bei einer Befahrung des Kanals zu erwarten sind, so ergiebt sich ein Gesamtzeitverlust von höchstens 3 Stunden bei einer Kanalfahrt. — Ob man das Kreuzen der Schiffe in den gekrümmten Strecken des Kanals, wo trotz der Verbreiterung die Gefahr des Zusammenstofses der Schiffe noch erheblich genug ist, nicht aufgeben soll, darüber scheint man sich noch nicht entschieden zu haben, immerhin würde aber bei Eintritt eines entsprechenden Verbotes der Zeitverlust für die Schiffe nur auf durchschnittlich 24 Minuten (höchstens auf 49 Minuten) sich belaufen.

Über den Unterschied der Widerstände gegen die Fortbewegung der Schiffe in dem verbreiterten und nicht verbreiterten Kanal hat man interessante Versuche mit einem 7,7 m tief gehenden, 14,11 m breiten und 135,81 m langen Schiffe gemacht und dabei festgestellt, dafs dieses Schiff in dem verbreiterten Kanal 1,63 Knoten, in dem nicht verbreiterten Kanal aber 3,75 Knoten an derjenigen Geschwindigkeit einbüfst, die es bei gleicher Maschinenleistung auf offener See gemacht hätte.

Einen nicht unerheblichen Einflufs auf die Herabminderung der Zeitdauer für den Aufenthalt des Schiffes in dem Kanal hat aufserdem die Einführung des Nachtbetriebes bei elektrischem Licht ausgeübt; infolge dieser Erleichterung, sowie infolge der günstigen Wirkung der Vertiefung und Verbreiterung betrug im Jahre 1891 die durchschnittliche Aufenthaltsdauer 23 Stunden 31 Minuten bei 17 Stunden 40 Minuten eigentlicher Fahrzeit.

5. Der Panama-Kanal.*)

(Taf. I, Fig. 2.)

Bei einer allgemeinen Betrachtung der ursprünglich geplanten Kanallinie lassen sich fünf Hauptabschnitte unterscheiden:

*) Abbildungen an folgenden Stellen. Ausführlichere Litteratur am Schlusse dieses Abschnitts. Centralbl. d. Bauverw 1883, S. 186, 192, 199; daselbst 1886, S. 325—334 (Übersichtskarten,

1. Die Mündung des Kanals in den atlantischen Ocean,
2. die Chagres-Strecke, 44 km lang,
3. die Gebirgsstrecke, 16 km lang,
4. die Rio grande-Strecke, 13 km lang,
5. die Mündung in den stillen Ocean.*)

Die Mündung des Kanals in den atlantischen Ocean liegt auf der östlichen Seite der Bucht von Limon, einer Insel gegenüber, auf der die Stadt Colon, der Ausgangspunkt der Panama-Eisenbahn, erbaut ist. Die Bucht hat Tiefen von 7—8 m, Ebbe und Flut sind unerheblich und rufen nur Schwankungen des Meeresspiegels von 30 und 40 cm hervor, welche in der Regel infolge des Einflusses des Windes nicht zur Geltung kommen. Widrige Winde kommen selten vor und Versandungen sind wegen des an der felsigen Küste entlang streichenden Küstenstroms nicht zu befürchten, sodafs sowohl hinsichtlich guter Ansegelung wie wohlfeiler Unterhaltung dieser Ausgangspunkt des Kanals nichts zu wünschen übrig läfst.

Die Chagres-Strecke, welche sich vom atlantischen Ocean bis zur mittleren Gebirgsstrecke ausdehnt, ist flach und vielfach sumpfig und wird an verschiedenen Stellen von Höhenrücken durchsetzt, deren höchster 53 m über dem Meeresspiegel liegt.

Der westlich von der Kanallinie in den atlantischen Ocean sich ergiefsende Chagres kreuzt dieselbe mehrfach. Indem derselbe während der Regenzeit bis zu 1200 cbm Wasser i. d. Sekunde und ungeheure Geröllmassen führt, also nicht in den Kanal eingeführt werden konnte, so sollte auf der östlichen Seite des Kanals, auf welcher er entspringt, ein neues Bett für ihn erbaut und in die Bucht von Limon geführt werden, dagegen der alte Flufslauf zur Aufnahme der Wassermassen der von der westlichen Seite kommenden Nebenflüsse erhalten bleiben. Eine in diese Strecke fallende Eisenbahnkreuzung sollte ursprünglich mittels einer Drehbrücke bewirkt werden, später nahm man Beseitigung derselben durch Verlegung der Eisenbahn in Aussicht.

Die Herstellung der eigentlichen Kanalstrecke bietet innerhalb der Chagres-Strecke keine erheblichen Schwierigkeiten, dagegen mufs die Abführung der Wassermassen des Chagres als der schwierigste Punkt der ganzen Bauausführung bezeichnet werden. Da die Herstellung eines neuen Flufsbettes, welches die erwähnten Hochwassermengen aufzunehmen im stande wäre, nahezu dieselben Kosten wie eine gleich lange Kanalstrecke erfordert haben würde, und es sich um eine Strecke handelt, welche mehr als die Hälfte der ganzen Kanallänge hat, so beabsichtigte man, den Chagres bei Kilometer 45, wo er zum erstenmale, von seinen Quellen herkommend, der Kanallinie sich nähert, durch einen Damm abzufangen und dadurch ein Staubassin anzulegen, aus welchem die aufgespeicherten Hochwassermassen in geordneter Weise bis zu 400 cbm in der

---

Längenprofil, Krankenhaus u. s. w. in Panama, Colon und die nächstgelegene Kanalstrecke u. a.). Vergl. daselbst 1888, S. 344 (Längenprofil des Schleusenkanals).

Wyse. Le canal de Panama. L'isthme americain, explorations, comparaison des tracés étudiés, negotiations, état des travaux. Paris 1886. (Ausführliches, hauptsächlich die Vorarbeiten und die Verträge betreffendes Werk mit einer grofsen Karte des Isthmus von Panama und Darien, einer Karte des Panama-Kanals in seiner von Lesseps geplanten Vollendung und 90 gröfstenteils Land und Leute darstellenden Holzschnitten.) Vergl. Wyse. Canal de Panama, Mission de 1890—1891 en Colombie. Rapport général. Paris 1891.

Polakowsky. Panama- oder Nicaragua-Kanal? Leipzig-Neustadt 1893 (Lageplan und Längenprofil des von der Untersuchungs-Kommission des Liquidators im Jahre 1890 empfohlenen Schleusenkanals).

*) Vergl. Übersichtskarte und Höhenplan im Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, III. Abteilung, Wasserbau, 2. Aufl., Tafel IX.

Sekunde durch einen Tunnel in gewachsenem Fels in das neue Flufsbett abgegeben werden sollten. Das Fassungsvermögen des Bassins, dessen höchster Spiegel 58 m über dem Kanalwasserspiegel angenommen worden war, sollte rund 600 Millionen cbm betragen. — Die Baustelle liegt zwischen zwei Hügeln, deren Abstand 1½ km beträgt, die Kappe des Staudammes war 50 m breit gedacht, während die Böschungen eine Neigung von 1:4 erhalten sollten. Bei den ungeheuren sich hieraus ergebenden Abmessungen glaubte man trotz der grofsen Druckhöhe vor Durchsickerungen und Quellbildungen im Damme sicher zu sein; als Material zu seiner Herstellung sollten die beim Kanalbau gewonnenen Erd- und Felsmassen, erstere im Kern, letztere an den Aufsenseiten verwandt werden.

Die Gebirgsstrecke schneidet den Gebirgsstock in einer Einsenkung, welche immerhin noch nahezu 100 m über dem mittleren Meeresspiegel liegt; bei Kilometer 60 tritt der Kanal in das Thal des nach dem stillen Ocean fliefsenden Rio grande, welches Ähnlichkeit mit dem Thal des unteren Chagres hat. Der Rio grande und die ihm zufliefsenden Wasserläufe sollten abgefangen und in Seitenkanälen dem Meere zugeführt werden.

In der Nähe von Panama, in einer Bucht gleichen Namens, liegt die Mündung des Kanals in den stillen Ocean. Die Bucht bildet einen aufserordentlich günstigen natürlichen Hafen; in einer Entfernung von rund 3,5 km vom Ufer befinden sich Tiefen von 8—10 m; da aufser den durch die Ebbe und Flut hervorgerufenen Strömungen nur ein schwacher Küstenstrom herrscht, sah man auch hier wie bei der Mündung in den atlantischen Ocean von der Herstellung von Molen ab.

Genaue Messungen hatten ergeben, dafs ein merklicher Unterschied in der Höhenlage des mittleren Spiegels beider Meere nicht vorhanden ist, dagegen zeigten aber die durch die Ebbe und Flut hervorgerufenen regelmäfsigen Schwankungen des Spiegels des stillen Oceans ein ganz anderes Bild als jene des atlantischen Oceans. Während das Flutintervall des atlantischen Oceans, wie bereits erwähnt, kaum 30—40 cm Höhe hat, treten hier Tiden auf, bei denen zwischen dem höchsten und tiefsten Wasserstande ein Höhenunterschied von über 6 m vorhanden ist. Bei den Springfluten des Winters beträgt das mittlere Flutintervall 5,27 m, bei denen des Sommers 4,29 m, die tauben Tiden zeigen ein solches von 3,78 m bezw. 2,92 m.

Die Mehrzahl der Techniker des Kanalausschusses hatte sich daher für die Anlegung von Schleusen entschieden, weil man fürchtete, dafs durch diese kräftigen Ebbe- und Fluterscheinungen in dem Kanal, wenn er nicht abgeschlossen würde, Strömungen erzeugt werden würden, die der Schiffahrt gefährlich werden könnten.

Lesseps erklärte sich indessen gegen die Anlage von Schleusen, indem er sich auf die offene Mündung des Suez-Kanals in das rote Meer berief und auf die Umständlichkeiten hinwies, die mit dem Durchlegen grofser Schiffe durch Schleusenanlagen verknüpft sind. Auch die auf dem Isthmus zu Panama nicht seltenen Erdstöfse wurden gegen die Schleusen angeführt, und als schliefslich der französische Ingenieur Bouquet de la Grye nicht gröfsere als höchstens 1,17 m betragende Geschwindigkeiten für die Bewegung des Wassers in dem Kanal rechnungsmäfsig ermittelte, während man früher auf solche von 2,32 m gerechnet hatte, gab man allseitig den Gedanken auf, den Kanal durch Kammerschleusen abzuschliefsen.

Da aber die Mittel für den Kanalbau anfingen knapp zu werden, so konnte die Kanalverwaltung sich nicht entschliefsen, die Kanalsohle nunmehr soweit zu senken, dafs der Kanal von tiefgehenden Schiffen zu jeder Zeit hätte befahren werden können,

man dachte sich vielmehr, indem man die frühere, 9 m unter dem mittleren Meeresspiegel liegende Kanalsohle beibehielt, den Verkehr so, dafs die aus dem stillen Ocean kommenden Schiffe immer nur zu bestimmten Zeiten und zwar bei Flut und halber Tide in den Kanal einlaufen sollten. Es mufsten infolge dessen auch ursprünglich getrennt vorgesehene Ausweichestellen aufgegeben werden, an deren Stelle eine einzige 5 km lange zwischen Kilometer 26 und 31 vorgesehen wurde. Bei 5 Knoten Geschwindigkeit würden die von Panama kommenden Schiffe den Weg bis zu dieser Haltestelle in etwa $4^1/_2$ Stunden zurücklegen; sie würden mithin, da sie sich in derselben Richtung wie die Flutwellen bewegen, ungefähr gegen Hochwasser an der Haltestelle eintreffen und dann immer noch Wasser genug im Kanal finden, um bei derselben Tide Colon zu erreichen. Ob die in entgegengesetzter Richtung fahrenden tiefgehenden Schiffe aber, wenn sie die Ausweichestelle verlassen, auf ihrer Fahrt nach Panama unter allen Umständen genügend tiefes Wasser gefunden haben würden, mufs bezweifelt werden, da bei der Abfahrt derselben aus der Ausweichestelle in Panama schon starke Ebbe herrscht und die Ankunft der Schiffe im stillen Ocean zu erwarten ist, wenn das Wasser dort bereits einen Stand unter halber Tide erreicht hat.

Es scheint fast, dafs man, in dem Bestreben, dem Werke wenigstens einen vorläufigen Abschlufs zu geben und es zunächst für weniger tiefgehende Schiffe dienstbar zu machen, diesen Umständen kein besonderes Gewicht beilegte und sich sagte, dafs, wenn einmal der Kanal eröffnet sei, es ein Leichtes sein würde, ihn auch weiter zu vertiefen bezw. Endschleusen anzulegen, wenn es notwendig sein sollte.

Aber während noch über diese Punkte im Kanalausschusse verhandelt wurde, wurden bereits Stimmen laut, welche die Möglichkeit der Ausführung des Kanals als Durchstich mit gleich hohem Wasserniveau mit den zu Gebote stehenden Mitteln in Zweifel zogen und bereits im Jahre 1887 trat auch Lesseps mit dem Gedanken hervor, dafs es bei den ungeheuren Geldbeträgen, welche der Bau verschlungen und bei der Schwierigkeit, weiteres Geld für denselben zu beschaffen, richtiger sei, den Kanal zunächst als Schleusenkanal mit einer über die Wasserscheide führenden Schleusentreppe anzulegen. Es wurde das auf T. I, F. 2 dargestellte Längenprofil als Grundlage für die weitere Ausführung der Arbeiten ins Auge gefafst und im ganzen wurden 10 Stück Schleusen mit einem Gefälle von je 11 m für die obersten projektiert, indem man sich von neuem der Hoffnung hingab, dafs die Verhältnisse später eine Wiederbeseitigung der Schleusen und eine Durchführung des alten Entwurfs herbeiführen würden. Die von Eiffel entworfenen Schleusen sollten eine nutzbare Länge von 180 m und eine Breite von 18 m erhalten. Als Abschlufsvorrichtungen sollten mit Rücksicht auf die Erderschütterungen nicht Thore, welche mit dem Mauerwerk fest verbunden, sondern Schiebepontons verwandt werden, und das Mauerwerk in einem Gerippe von Eisenwerk ausgeführt werden, s. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 508.

Die Scheitelhaltung des Kanals sollte mit ihrem Wasserspiegel 49 m über dem mittleren Meeresspiegel liegen. Aber noch ehe man sich Klarheit darüber verschafft hatte, ob eine derartig hohe Lage mit Rücksicht auf den Mangel an Wasser während der trockenen Monate zweckmäfsig sei — die Speisung der Scheitelhaltung sollte vielleicht durch Pumpen geschehen — und nachdem auch die Sicherheit der mit 11 m Gefälle vorgesehenen Schleusen in Zweifel gezogen worden war, brach das Unternehmen zu Schlufs des Jahres 1888 zusammen, damit wurden alle weiteren Untersuchungen und Erörterungen hinsichtlich dieser Punkte aufgegeben. Die politischen Tagesblätter haben sich so eingehend mit den Ursachen des Zusammenbruchs des Unternehmens beschäftigt,

dafs an dieser Stelle darüber geschwiegen werden kann. — Vom technischen Standpunkt mufs den Urhebern des Unternehmens der Vorwurf gemacht werden, dafs sie sich ohne genügende Vorarbeiten und ohne gründliche Untersuchungen an ein Werk wagten, welches an Grofsartigkeit und Schwierigkeit der Ausführung bisher seinesgleichen nicht gefunden hat und auch so leicht nicht wieder finden wird.

Die durch den begonnenen Bau verschlungenen Summen belaufen sich auf etwa 1400 Millionen Franken.

6. Der Nicaragua-Kanal.*)

(Taf. I, Fig. 5, 6, 10 u. 11.)

Lange bevor das Panama-Kanal-Unternehmen bestimmte Gestalt angenommen hatte, war in den vereinigten Staaten von Nordamerika der Gedanke einer Verbindung des stillen und atlantischen Oceans auf dem Wege über den Nicaragua-See eifrig besprochen und diese Linie als die günstigste hingestellt worden.

Eine anfangs der fünfziger Jahre mit Unterstützung der Regierung der vereinigten Staaten gegründete Kanalgesellschaft richtete, unter Benutzung kleiner Dampfer, welche den San Juan-Flufs und den Nicaragua-See befuhren, eine Personenbeförderung ein, welche in der ersten Zeit gute Einnahmen ergab, schliefslich aber wieder aufgegeben wurde, nachdem die Panama-Eisenbahn zwischen Colon und Panama erbaut worden war und den Verkehr an sich gerissen hatte.

Der einzige praktische Erfolg dieser ersten Kanalgesellschaft war der, dafs sie den Nicaragua-Isthmus mit grofser Genauigkeit studieren liefs, und dafs sich infolge der angestellten Vorarbeiten die Möglichkeit der Herstellung eines Schleusenkanals für die gröfsten Schiffe ergab.

Noch im Jahre 1879, als der internationale Kongrefs in Paris die günstigste Linie zur Verbindung der beiden Oceane mittels eines Kanals festzustellen versuchte, vertrat man amerikanischerseits die Ansicht, dafs die Nicaragua-Linie der Panama-Linie vorzuziehen sei. Da aber die Überlegenheit eines offenen Kanals über einen solchen mit Schleusen, auch wenn die Kosten des offenen sich teurer stellen als die des Schleusenkanals, von seiten Lesseps immer wieder betont wurde, so drangen die Amerikaner mit ihren Plänen nicht durch, und das Panama-Projekt erhielt den Vorzug.

Man gab es aber trotzdem nicht auf, die Nicaragua-Linie weiter zu studieren; man merzte die schwachen Punkte der früheren Entwürfe, insbesondere die vielen Schleusen mit geringem Gefälle aus, und als endlich das Panama-Unternehmen zum Stillstand kam, wurde in den vereinigten Staaten der Bau des Nicaragua-Kanals von neuem in den Vordergrund gestellt, und jetzt ist begründete Aussicht vorhanden, dafs der Bau zustande kommen wird, und somit die zu den Vorarbeiten verwendeten 5 Millionen Dollars demselben zu nutze kommen werden.

Ein Blick auf die Karte Centralamerikas genügt, um die Überzeugung zu gewinnen, dafs die Nicaragua-Landenge bei der Wahl derjenigen Stellen, auf welchen

*) Litteratur am Schlusse des Abschnitts. Abbildungen an folgenden Stellen:

Deutsche Bauz. 1887, S. 361 u. 398 (Linie und Längenprofil, Querprofile, Anordnung der Kanalschleusen. Vergl. daselbst 1890, S. 240.

Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 274 u. 1892, S. 525 (anschauliche Karte).

Polakowsky a. a. O. (Lageplan und Längenprofil des neuesten in der Ausführung begriffenen Projektes des Nicaragua-Kanals; Seedamm bei Greytown und drei andere Lichtdrucke).

zweckmäfsig ein Kanal zu erbauen wäre, von vornherein ernstlich in Betracht zu ziehen ist.

Auf der betreffenden Landenge liegt der für die grofse Schiffahrt genügend tiefe Nicaragua-See, welcher nicht nur die eigentliche Kanallinie um beinahe ein Drittel verkürzt, sondern auch einen Behälter bildet, in welchem die ungeheuren Regenmassen seines Gebietes gesammelt, und aus dem sie in regelmäfsiger Weise durch den Juan-Flufs in den atlantischen Ocean abgeführt werden. Schwierigkeiten, wie sie durch den Chagres-Flufs dem Panama-Unternehmen bereitet wurden, waren daher nicht zu befürchten. Auf der Westseite liegt zwischen dem Nicaragua-See und dem stillen Ocean ein verhältnismäfsig schmaler Höhenrücken, in welchen man von beiden Seiten ohne erhebliche Schwierigkeit unter Benutzung der Thäler kleiner Flufsläufe eindringen kann. Auf der Ostseite zeigt der vorerwähnte San Juan mit seinen Nebenflüssen einen Weg, von dem man mit der Kanallinie nicht erheblich abweichen wird.

Der Gedanke, den Nicaragua-Kanal als offenen Kanal zu bauen, ist nie aufgekommen. Bei der nicht unbedeutenden Breite des Isthmus von Nicaragua und bei der immerhin beträchtlichen Höhe der zu durchschneidenden Gebirgszüge würden für die Erd- und Felsarbeiten bei einem offenen Kanal Kosten entstanden sein, die sich selbst unter den günstigsten Verkehrsverhältnissen nicht hätten verzinsen lassen; überdies wäre auch der Vorteil verloren gegangen, den Nicaragua-See ohne weitere Kosten mit zu benutzen, da bei einer Senkung seines auf + 33,5 m liegenden Spiegels bis zur Höhe des mittleren Meeresspiegels der bei weitem gröfste Teil des Sees trockengelegt worden wäre.

Man entschlofs sich daher, auf der östlichen Seite den San Juan-Flufs in seinem oberen Teile im Anschlufs an den Nicaragua-See zu kanalisieren, indem man den Flufs durch ein Wehr von etwa 20 m Höhe aufstaut, für den weiteren Verlauf der Kanallinie aber einen Weg zu wählen, welcher die Thäler der kleinen, auf dem linken Ufer in den San Juan mündenden Flüsse in ihren oberen Strecken schneidet. Die Thäler dieser Flüsse, des Machado, des San Franzisco und des Descado werden durch Staudämme nach unten abgeschlossen; es entstehen dadurch ausgedehnte und tiefe Bassins, deren Verbindung nur die Durchstechung der schmalen Wasserscheide zwischen den einzelnen Flufsläufen erfordert. — In ähnlicher Weise soll auf der westlichen Kanalabteilung verfahren werden. Hier soll der Rio grande und sein Nebenflufs Tola zu einem See aufgestaut werden.

Die an den beiden Endpunkten anzulegenden Häfen sind Greytown auf der östlichen Seite, wo der Kanal zwischen zwei Molen in den atlantischen Ocean eingeführt werden soll, und Brito auf der westlichen Seite. Wie bei den Mündungsstellen des Panama-Kanals, so herrscht auch hier und zwar an der Küste des atlantischen Oceans ein unbedeutender, dagegen an der des stillen Oceans ein erheblicher Flutwechsel.

Über die verschiedenen Kanalabschnitte ist folgendes zu bemerken:

Die im Anschwemmungslande liegenden und durch Baggerung herzustellenden Endstrecken sind kurz. Die östliche hat eine Länge von 16 km, die westliche eine solche von 0,9 km. Die an dieselben sich anschliefsenden Schleusentreppen bestehen aus je drei Schleusen. Sie vermitteln das beiderseitige Gefälle bis zur Scheitelhaltung, welche durch den Nicaragua-See und den oberen Teil des San Juan-Flusses gebildet wird. Die Schleusen haben bedeutende Gefälle, an der Ostseite 9,5 m, 9,2 m und 13,7 m, insgesamt also 32,4 m, an der Westseite 13 m, 13 m und 6,4 bis 8,9 m, je nach dem Wasserstande in der unteren, der Ebbe und Flut ausgesetzten Haltung. Zu erwähnen

ist hierbei, dafs die Scheitelstrecke an der Ostseite 1,3 m tiefer liegt, als an der Westseite, da der nach Osten abfliefsende San Juan ein entsprechendes Gefälle erhalten soll. Die Schleusen werden auf Felsboden gegründet, sie sollen eine Länge von 200 m, eine Breite von 21,4 m und eine Tiefe von 9,2 m erhalten. Als Abschlufsvorrichtung sollen Schiebethore dienen.

Die rund 250 km lange Scheitelstrecke besteht aus der Nicaragua-Seestrecke, der San Juan-Strecke, den vier künstlichen Bassins: dem Descado-, San Franzisco- und Machado-Bassin auf der Ostseite und dem Tola-Bassin auf der Westseite, sowie aus den beiden in Fels herzustellenden Scheiteleinschnitten, von welchen der eine zwischen dem Nicaragua-See und dem Tola-Bassin, der andere zwischen dem Descado- und San Franzisco-Bassin liegt.

Der Nicaragua-See und der durch einen Damm bei Ochoa aufgestaute San Juan liefern eine Wasserstrafse von 195 km Länge, innerhalb welcher nur etwa 60 km durch Baggerungen und Sprengungen von unerheblichen Tiefen aufzuräumen sind. Die künstlichen Bassins bilden eine Wasserstrafse von 34,7 km. Sie erfordern nur auf 5,7 km Länge Baggerungen in weichem Thonboden.

Der Scheiteleinschnitt zwischen dem Descado- und San Franzisco-Bassin hat eine Länge von etwa 5 km. Die gröfste Höhe des Einschnittes beträgt rund 90 m, die mittlere Höhe rund 35 m. Die Arbeiten zur Herstellung desselben machen nahezu $^1/_5$ der gesamten Fels- und Erdarbeit aus. Der Scheiteleinschnitt zwischen dem Nicaragua-See und dem Tola-Bassin ist 13 km lang. Seine Tiefe ist unerheblich gegenüber der des anderen Scheiteleinschnittes, sie beträgt durchschnittlich 14 m über dem Kanalspiegel.

Die Gesamtlänge des Kanals beträgt rund 275 km.

Litteratur.

Veröffentlichungen über die im vorstehenden Abschnitt beschriebenen Kanalanlagen finden sich zerstreut in allen bautechnischen Zeitschriften der letzten zehn Jahre. Am bemerkenswertesten sind:

1. Manchester-Kanal.

Centralblatt der Bauverwaltung 1889, S. 4—6, 17—19; 1891, S. 313—315; 1892, S. 464.

Deutsche Bauzeitung 1882, S. 595; 1886, S. 380; 1888, S. 132.

Engineering 1882, II. S. 590, 591; 1883, I. S. 73—74, 114—115, 242—243, 263—264; II. S. 591—593; 1884, I. S. 61—62, 93—94, 199—200, 363—364, 432—433; II. S. 192—194; 1886, II. S. 67, 622—623; 1887, II. S. 177—178, 241—244, 300—301, 374—375; 1888, I. S. 569—570, 596—597, 647—649; 1890, I. S. 467, 640—641, 682—684; 1892, S. 43, 136, 169, 269, 299, 349.

2. Nord-Ostsee-Kanal.

Centralblatt der Bauverwaltung 1887, S. 221—223, 229—232; 1889, S. 73—76, 84—86, 92—95; 1891, S. 193, 203, 214; 1893, S. 136.

Deutsche Bauzeitung 1885, S. 544; 1886, S. 60, 61, 69; 1888, S. 528.

Vergl. auch Dahlström. Die projektierten Bau- und Betriebseinrichtungen des Nord-Ostsee-Kanals Hamburg 1890.

3. Erweiterung des Suez-Kanals.

Centralblatt der Bauverwaltung 1885, S. 225; 1888, S. 220; 1889, S. 138—139; 1892, S. 470—471.

Deutsche Bauzeitung 1883, S. 48, 219, 300, 347, 364—376; 1885, S. 7.

4. Panama-Kanal.

Centralblatt der Bauverwaltung 1881, S. 19; 1883, S. 186; 1884, S. 342; 1886, S. 325; 1887, S. 67—68, 356—361, 373—375, 491—492; 1888, S. 344—347, 507—509, 546; 1889, S. 100—101; 1890, S. 239—240; 1891, S. 205, 254—256.

Deutsche Bauzeitung 1882, S. 296; 1883, S. 496; 1885, S. 396; 1886, S. 560; 1887, S. 68, 349, 507, 588; 1888, S. 358; 1889, S. 531—532.

Engineering 1886, I. S. 331; II. S. 23—24; 1887, II. S. 51—52, 215—216, 555; 1888, I. S. 17, 95, 571—572.

Vergl. auch Koep. Der Panama-Kanal, sein Bau und seine Zukunft. Dresden 1886.

5. Nicaragua-Kanal.

Centralblatt der Bauverwaltung 1889, S. 274—275; 1892, S. 525—527.

Deutsche Bauzeitung 1885, S. 68; 1887, S. 361, 385, 399; 1888, S. 51; 1889, S. 473.

Engineering 1892, I. S. 330.

6. Kanal von Korinth.

Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1883, S. 49 und 1884, S. 91. — Engineer 1883, März, S. 253. — Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 66. — Deutsche Bauz. 1885, S. 235. — Wochenblatt für Baukunde 1886, S. 437—440. — Nouv. ann. de la constr. 1886, S. 174 (Übersichtskarte, Lageplan, Längenprofil, Arbeitsplätze). — Ann. des ponts et chaussées 1888, Okt. S. 449—494 (Seewege, geologisches Längenprofil, Stand der Arbeiten im December 1887). — Mitteilungen von Saint-Yves. Verhandlungen im vierten internationalen Binnenschiffahrts-Kongrefs. Manchester 1890. — Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 367; daselbst 1893, S. 336 (Eröffnung).

7. Verschiedene Kanäle.

Panama-Kanal, Nicaragua-Kanal und Schiffseisenbahn von Tehuantepec. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 77.

Sympher. Belgische Seekanäle. Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 193.

Mitteilungen über den Nicaragua-Kanal von Menocal, und den Manchester-Seekanal von Leader Williams. Verhandlungen im vierten Binnenschiffahrts-Kongrefs. Manchester 1890.

Polakowsky. Panama- oder Nicaragua-Kanal? Leipzig-Neustadt 1893.

Historische Einleitung. — Die Trace des Nicaragua-Kanals. — Die bisherigen Arbeiten der Kanalbau-Gesellschaft. — Die Schicksale der Kanal-Gesellschaften von Panama und Nicaragua bis Mitte November 1892. (Mit Abbildungen und zahlreichen Litteratur-Angaben.)

8. Allgemeines und Vorschläge.

Verhandlungen der internationalen Binnenschiffahrts-Kongresse zu Brüssel 1885 und zu Wien 1886 über den Nutzen der Seekanäle. Zu den ersteren vergl. u. A. Gobert. De l'utilité des canaux maritimes dans la Belgique cismosane. Brüssel 1884.

In wie weit sind Seekanäle für den Verkehr im Binnenlande volkswirtschaftlich berechtigt? Verhandlungen im dritten internationalen Binnenschiffahrts-Kongrefs zu Frankfurt a. M. 1888. S. Verhandlungen der allgemeinen und Abteilungssitzungen. Frankfurt a. M. 1889, S. 124, 151, 327. — Referate von Gobert und Leader Williams. Vergl. auch Abhandlung von Pescheck. Das Schiff 1887, S. 378 u. 386.

Entwurf zu einem „Kanal der beiden Meere" (Verbindung des atlantischen Meeres mit dem Mittelmeer auf der Linie Bordeaux-Toulouse-Narbonne). Deutsche Bauz. 1888, S. 505.

Offenhalten von Seekanälen bei starkem Frost. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 403. Vergl. M. Möller. Eisverhältnisse im projektierten Nord-Ostsee-Kanal. Das Schiff 1886, S. 58.

Ausführliche Angaben, namentlich über die französische und englische Litteratur findet man in: Catalogue des publications parues sur la navigation intérieure. Paris 1892. X. Canaux maritimes.

D. Strommündungen.

Von

Ludwig Franzius.

Von Strommündungen an Meeren mit geringen Fluthöhen sollen in nachstehendem die Sulina-Mündung sowie die Mündungen des Mississippi und der Rhone besprochen werden, von solchen, bei denen Flut und Ebbe stark auftreten, die Mündungen des Tyne, des Tees, des Mersey, der Seine, der Garonne, der Maas und der Weser.

Mündungen mit geringer Flut.

1. Die Sulina-Mündung der Donau.*)

Die in früherer Zeit an der Sulina-Mündung beschafften Arbeiten sind im XVIII. Kapitel dritten Bandes des Handbuchs der Ingenieur-Wissenschaften (2. Aufl.) S. 130 und 131 besprochen; daselbst befindet sich auch eine kleine Karte des Donau-Deltas und eine Skizze der Molen an der Sulina-Mündung.

Zur Erläuterung des jetzigen Zustandes der Mündung möge ein kurzer Rückblick über die seit Vollendung des Baues gesammelten Beobachtungsergebnisse, sowie auf das Verhalten der Mündung selbst vor und nach dem Bau der Molen Platz finden.

Der Stromschlauch zwischen den Molen. Der Zustand des Fahrwassers zwischen den Molen steht in Wechselbeziehung mit den Oberwasserständen. Bei hohen Oberwasserständen vertieft sich der Stromschlauch bis auf 7,60 m, der Querschnitt beträgt dann 1300 qm. Nach niedrigen Oberwasserständen längerer Dauer verringert sich die Tiefe bis auf 6,25 m, es finden Ablagerungen statt, durch welche der Querschnitt bis auf 970 qm eingeschränkt wird.

Bei hohen Oberwasserständen, welche schlammige und sandige Sinkstoffe mit sich führen, bildet sich eine Barre südlich der Fahrrinne, diese erweitert sich bei an-

*) Notice sur les travaux d'amélioration de l'embouchure du Danube par Voisin Bey, Inspecteur Général des ponts et chaussées en retraite.

Ann. des ponts et chaussées 1893, Jan. u. Febr.

Abbildungen an letztgenannter Stelle: Karten des schwarzen Meeres und des Donau-Deltas. Lageplan der Sulina-Mündung i. J. 1886 nebst Längenprofil. Einzelheiten der Dämme und der Ufermauern. Die Sulina-Mündung in den Jahren 1829, 1857, 1865, 1871, 1886 und 1891. Der bei Sulina mündende Donau-Arm nebst Einzelheiten der Regulierungswerke.

haltenden hohen Oberwasserständen nach Osten und Norden; erst die Winterstürme aus Norden und Nordosten, welche die Wirkung der Küstenströmung erhöhen, beseitigen die Ablagerungen und drängen die Barre nach Süden zurück. Infolge dieser Verhältnisse kann die Tiefe in der aufserhalb der Dammköpfe durch Leitfeuer bezeichneten Fahrrichtung zwischen 5,80 m (während und unmittelbar nach hohen Oberwasserständen) und 6,45 m (während der Wintermonate) wechseln. Da jedoch die sogenannte Südbank sehr steil nach Norden abfällt, findet man fast immer nördlich der bezeichneten Fahrlinie die normale Tiefe von 6,45 m.

Einer Tiefenzunahme zwischen den Molen entspricht somit eine Tiefenabnahme aufserhalb der Molen und umgekehrt. Die Ursache dieser Wechselbeziehung ist folgende: Bei hohem Oberwasser ist die Stromgeschwindigkeit so grofs, dafs trotz der Masse Sinkstoffe welche der Flufs mit sich führt, eine Vertiefung der Sohle, als Folge dieser erhöhten Stromgeschwindigkeit, erfolgt. Aufserhalb der Molen trifft die Flufsströmung, deren Richtung von Osten nach Westen verläuft, die von Norden nach Süden gerichtete Küstenströmung. Beide vereinigen sich zu einer nach Südosten gerichteten Strömung, durch welche die Sinkstoffe teils auf die sogenannte Südbank getragen werden und eine Erweiterung derselben in südlicher und östlicher Richtung herbeiführen, teils bis in die grofsen Tiefen gelangen, wo sie spurlos verschwinden. Bei fallendem Oberwasser tritt dagegen ein Augenblick ein, wo die Flufsströmung den Widerstand des ruhigen Meeres nicht zu überwinden vermag; in diesem Zeitpunkt findet eine Ablagerung von Sinkstoffen zwischen den Molen statt, die Südbank erweitert sich in nördlicher Richtung und die tiefe Fahrrinne wird nach Norden gedrängt. Das Fahrwasser ist im Frühjahr nach Verlauf des hohen Oberwassers, oder wenn bei niedrigen Oberwasserständen der Flufs viel Sinkstoffe mit sich führt, am ungünstigsten. Eine Vergröfserung der Bank nach Norden kann aber auch dann eintreten, wenn bei niedrigem Oberwasser Stürme aus Süden und Südosten längere Zeit andauern und die Wirkung der Küstenströmung, die ihnen entgegengesetzt gerichtet ist, schwächen oder gar vernichten.

Bei den im Winter vorherrschenden Stürmen aus Norden und Nordosten wird die Küstenströmung verstärkt, die Südbank wird weggespült und die Fahrrinne vertieft sich unter Mitwirkung der heftigen Strömung, welche vor dem Kopfe der Nordmole dadurch herbeigeführt wird, dafs das Wasser in der zwischen Nordmole und Ufer gebildeten Bucht aufgestaut wird und längs der Nordmole abfliefst.

Verhalten des Teils der Mündung nördlich der Nordmole. Während des 28jährigen Zeitraumes 1829 bis 1857, also vor dem Bau der Dämme, soll die Uferlinie durchschnittlich um 5 m zurückgewichen sein, d. h. ihre Lage landeinwärts verändert haben, während die Tiefenlinien von 12, 18, 24 und 30 Fufs engl. um bezw. 3, 9, 28 und 37 m vorrückten, d. h. ihre Lage seewärts veränderten. Nach Herstellung der Dämme findet nördlich derselben keine Ablagerung von Sinkstoffen mehr statt. Bei Stürmen aus Norden und Nordosten wühlen die Wellen den Boden in der Bucht, welche durch das Ufer nördlich der Nordmole und diese selbst gebildet wird, auf; die Nehrströmung längs der Mole reifst den so aufgewühlten Boden bis vor die Mündung, wo er von der in der Wirkung sich vereinenden Flufs- und Meeresströmung ergriffen und weitergeführt wird. Während der Bauzeit von 1857 bis 1861 wurde ein stärkeres Zurückweichen der Uferlinie um durchschnittlich 8 m jährlich beobachtet, während die Tiefenlinien von 6 und 12 Fufs, welche früher vorrückten, ihre Lage landeinwärts veränderten und zwar diejenige von 6 Fufs um 50 m, diejenige von 12 Fufs um 10 m jährlich. (In den vorliegenden Abbildungen sind die Tiefen in engl. Fufs angegeben.)

Nach Vollendung des Baues der Molen und zwar während der 30jährigen Periode 1861 bis 1891 hat ein Zurückweichen der Tiefenlinien von 6, 12 und 18 Fufs durchschnittlich um bezw. 13, 30 und 12 m jährlich, der Uferlinie um 10 m stattgefunden. Während der letzten Jahre der betrachteten Periode ist eine Veränderung der Lage der Tiefenlinien, sowie der Uferlinie nach der im Jahre 1886 vollendeten Uferverteidigung unmittelbar nördlich der Mole nicht mehr eingetreten. Die Neigung des Meeresbodens, welche vor dem Bau der Molen 1:104 betrug, ist jetzt 1:33. Längs der Mole hat eine durchschnittliche Vertiefung von 3 m stattgefunden.

Verhalten der Mündung vor den Dammköpfen. Die Südbank, deren Bildung durch den Bau der Molen veranlafst wurde, erstreckte sich im Jahre 1861, als die Länge des nördlichen Dammes die des südlichen um 200 m übertraf, quer durch die Mündung. Die Tiefenlinie von 18 Fufs, welche als die Begrenzung der Südbank anzusehen ist, verlief vom Kopf der Nordmole in östlicher Richtung bis zu einem Abstande von 930 m, vom Kopf der Mole gemessen, wandte sich dann nach Südwesten und war in der Richtung der Südmole gemessen 320 m vom Kopfe derselben entfernt. Gegen den Zustand von 1857 vor Inangriffnahme der Arbeiten bedeutete dieses ein Vorrücken jener Tiefenlinie seewärts um 730 m; die Tiefenlinie von 21 Fufs war ihrerseits um 280 m vorgerückt. Beide Tiefenlinien drangen zu der gedachten Zeit noch nicht in den Stromschlauch zwischen den Molen. Die im Handbuche S. 131 erwähnte Verlängerung der Südmole, welche in zwei Zeitabschnitten und zwar im Jahre 1869 und im Jahre 1876 ausgeführt wurde, bewirkte, dafs ein tiefer Schlauch längs der Nordmole die Bank durchbrach, aufserdem wurde die Südbank nach dem offenen Meer gedrängt. In dem erwähnten Schlauch, dessen Richtung nach Nordost verläuft, fand sich seit 1871 zeitweilig, nach 1876 jedoch dauernd eine Rinne von mindestens 24 Fufs Tiefe und von veränderlicher Breite, welche das tiefe Fahrwasser zwischen den Molen mit den grofsen Tiefen des Meeres verbindet. Seither hat die Südbank, soweit sie durch die Tiefenlinien von 18 und 24 Fufs begrenzt wird, ihre Lage und Ausdehnung nur wenig verändert, namentlich ist seit 1871 ein Fortschreiten der Südbank in nördlicher Richtung, durch welche die günstigen Tiefen des Fahrwassers gefährdet werden könnten, nicht eingetreten. Im offenen Meere aufserhalb der Mündung fand vor 1857 ein Vorrücken der Tiefenlinien von 24 und 30 Fufs um bezw. 28 und 37 m jährlich statt. Nach Beendigung der Arbeiten schreiten sie um 18 bis 22 m jährlich vor.

Verhalten des Teiles der Mündung südlich der Südmole. Während der Bauzeit 1857 bis 1861 rückten die Uferlinie um 220 m, die Tiefenlinien von 6 Fufs und 12 Fufs nur unmerklich vor; die Tiefenlinie von 18 Fufs, welche vor dieser Zeit durchschnittlich um 19 m jährlich vorrückte, veränderte ihre Lage gar nicht, dagegen rückten die Tiefenlinien von 21, 24 und 30 Fufs ganz bedeutend vor.

Während der 30jährigen Periode 1861 bis 1891, welche seit der Fertigstellung der Molen verstrichen ist, sind, abgesehen von den 1869 und 1876 ausgeführten Verlängerungen der Südmole, folgende Veränderungen eingetreten:

Die Uferlinie rückt durchschnittlich um 4 m jährlich vor, wobei allerdings bemerkt werden mufs, dafs während der letzten Jahre die Uferlinie das Bestreben zeigt, zurückzuweichen; das Mafs dieser Bewegung beträgt für die Zeit 1886 bis 1891 im ganzen 40 m.

Die Tiefenlinie von 12 Fufs rückte in der Zeit von 1861 bis 1871 im ganzen um 320 m vor, von 1871 bis 1891 ist sie dagegen um 460 m wieder zurückgewichen. Die Verschiebung nach der Landseite wiegt somit vor. Die Tiefenlinie von 18 Fufs

ist zu der Zeit von 1861 bis 1877 um 380 m vorgerückt, in der Zeit von 1877 bis 1891 dagegen wieder zurückgewichen und zwar um 530 m; auch hier überwiegt die Verschiebung nach der Landseite. Die Tiefenlinie von 21 Fufs, welche bis 1886 langsam, im ganzen 170 m vorrückte, ist seither im Zurückweichen begriffen und zwar um 16 m jährlich.

Während die Tiefenlinie von 24 Fufs bis 1877 ihre Lage gar nicht veränderte, rückt sie seither ebenso wie die Tiefenlinie von 30 Fufs langsam vor und zwar erstere um durchschnittlich 5 m, letztere sogar um 11 m jährlich.

Im allgemeinen kann behauptet werden, wie auf S. 131 des Handbuches bereits vermerkt wurde, dafs die Sinkstoffe, welche vor dem Bau der Molen sich in nächster Nähe der Küste ablagerten, sich nunmehr erst da ablagern, wo grofse Tiefen vorhanden sind; ein Versanden der Mündung ist daher nicht zu befürchten.

2. Der Mississippi.*)

Die eigentümlichen Verhältnisse der Mississippi-Mündung sind im Handbuche S. 132 u. 133 besprochen und durch Zeichnungen veranschaulicht, deren eine das neue Delta des Stroms und seine vier Hauptarme vorführt. Ebendaselbst ist erwähnt, dafs in zwei Armen Grundschwellen ausgeführt sind, um dieselben abzuschwächen und den Süd-Arm zu verstärken.

Durch Anlage dieser Grundschwellen ist der Sinkstoffgehalt der durch den südlichen Arm fliefsenden Wassermengen nicht vergröfsert worden. Eine Erhöhung des Meeresgrundes findet statt durch die Ablagerung der Sinkstoffe, welche beim Begegnen der Flufsströmung mit der westwärts gerichteten Küstenströmung niedersinken. Am stärksten bemerkbar ist diese Tiefenabnahme in einer Entfernung von 1,2 bis 1,8 km von dem Kopfende der Dämme abgerechnet und auf der Westseite derselben. Innerhalb dieses Umkreises hat die Tiefe von 1876 bis 1890 um etwa 2,70 m abgenommen. Infolge dieser Verlandung macht die Fahrrinne eine starke Biegung nach Osten; während die Tiefe in dieser gekrümmten Fahrrinne bis zu einer Entfernung von 400 m nicht unter 9 m beträgt, ist die geringste Tiefe in gerader Verlängerung des Mündungskanals nur 5,5 m. Wie im Handbuch angegeben, betrug bis zum Jahre 1879 die Tiefe des Fahrwassers auf der Barre nur 7,3 m, der gegenwärtige Zustand bedeutet somit einen Gewinn von 1,7 m an nutzbarer Tiefe.

Den Umfang der Versandung erkennt man am deutlichsten aus der Verschiebung nach der See, welche die Tiefenlinien in dem Zeitraum 1877 bis 1890 aufweisen. Die geringste Verschiebung weist die Tiefenlinie von 30 Fufs = 9 m auf und zwar etwa 170 m oder rund 13 m jährlich, die stärkste hat die Tiefenlinie von 70 Fufs = 21,4 m erfahren, hier betrug sie etwa 415 m oder 23 m jährlich. Die Tiefenlinien von gröfserer Tiefe rücken langsamer vor, so ist die Tiefenlinie von 100 Fufs = 30,5 m, welche

*) E. L. Corthell. Verbesserung von Strommündungen mit besonderer Berücksichtigung amerikanischer Flüsse. Internationaler Binnenschiffahrts-Kongrefs, Paris 1892.

L. F. Vernon-Harcourt. Korrektion der Flüsse in ihrem untersten Gebiete mit Einschlufs der Mündungen. Internationaler Binnenschiffahrts-Kongrefs, Paris 1892.

Sonstige Litteratur:

Transactions of the American society of civil engineers 1884, S. 313—330; 1886, S. 223—236.

Tijdschr. van het kon. inst. van ingenieurs 1884, April, S. 108—110.

Ann. des ponts et chaussées 1884, II. S. 509—515.

2,4 km von den Dammköpfen entfernt ist, in dem betrachteten Zeitraum um 360 m vorgerückt; dies entspricht einem Vorrücken von rund 28 m jährlich.

Die Kosten, welche bisher zur Herstellung der Dämme und zur Verbesserung der Mündung aufgewendet wurden, betragen rund 5 000 000 Dollars = 21 350 000 Mark.

Der Erfolg der Arbeiten an der Mississippi-Mündung findet darin den beredtesten Ausdruck, dafs gegenwärtig 75 bis 90% des transkontinentalen Güteraustausches der Vereinigten Staaten ihren Weg über den Mississippi nehmen und dafs er zur Zeit von Schiffen mit einem Raumgehalt bis zu 5000 Tons, welche 16 000 Ballen Baumwolle laden können, befahren wird. Demnächst werden Dampfschiffe, welche 20 000 Ballen zu laden vermögen, ihre Ladung direkt von New-Orleans bis Liverpool transportieren.

Da auf Grund der bisherigen Beobachtungen eine Versandung der Mündung des Südarmes und infolge dessen eine Verschlechterung des Fahrwassers aufserhalb der Dämme befürchtet werden mufs, ist vor kurzem dem amerikanischen Kongrefs ein Gesetz vorgelegt, kraft dessen der südwestliche Arm ausgebaut werden soll.

3. Die Rhone.*)

Das Delta der Rhone beginnt unterhalb der Stadt Arles, wo die sogenannte kleine Rhone abzweigt; dasselbe hat zwischen dieser Stadt und dem Meere eine Länge von 46 km. Der Hauptarm, die grofse Rhone (vergl. S. 231 des Handbuchs) ergiefst sich durch sechs Mündungen ins Meer.

Die Wassermenge, welche durch das Delta abfliefst, schwankt zwischen 500 und 7800 cbm (Hochwasser von 1856) i. d. Sekunde und beträgt jährlich im Durchschnitt rund 39 000 Millionen cbm.

Das Gesamtgefälle zwischen Arles und dem Meer beträgt 1:25 000 bei dem niedrigsten Wasserstande, dem die sekundliche Wassermenge von 500 cbm entspricht. Nach Berechnung Guérard's führt die Rhone jährlich 18 000 000 cbm Sinkstoffe, welche zum gröfsten Teil aus feinem Sande bestehen, ins Meer. Das Verhältnis der Sinkstoffe zur abgeführten Wassermenge beträgt 1:2166. Gegenüber der Mündung hat sich eine Barre gebildet, welche von der Mündung an bis zum Scheitel sanft ansteigt und nach dem Meere steil abfällt.

Im mittelländischen Meere ist eine ununterbrochene, von Osten nach Westen gerichtete Küstenströmung, die sich bis auf 100 m Tiefe erstreckt, beobachtet worden. Diese Strömung besitzt eine äufserst geringe Geschwindigkeit, und wird zeitweilig durch die zufälligen örtlichen Strömungen, welche je nach der Windrichtung durch das Eindringen des Meerwassers in die umliegenden Niederungen oder Wiederabfliefsen aus denselben verursacht werden, gänzlich aufgehoben.

In den Jahren 1852 bis 1857 ist der südöstliche Hauptarm, welcher in den Golf de Foz mündet, durch Leitdämme eingefafst worden, diese Leitdämme verengen sich nach der Mündung. Die Seitenarme sind abgeschlossen worden, um die Strömung zusammenzufassen. Während die Tiefe auf der Barre im Jahre 1852 nur 1,40 m betrug, erreichte man im Oktober 1855, obgleich alle Nebenarme schon abgeschlossen waren

*) L. F. Vernon-Harcourt. Korrektion der Flüsse in ihrem untersten Gebiete mit Einschlufs der Mündungen. Internationaler Binnenschiffahrts-Kongrefs, Paris 1892.

Adolphe Guérard. Verbesserung der Rhone-Mündung (Internationaler Binnenschiffahrts-Kongrefs, Paris 1892) mit Lageplänen, welche den Zustand der Mündung in fünf verschiedenen Zeiten darstellen und vier Profilen der Rhone-Barre.

und die Dämme fertiggestellt waren, nicht ganz 2 m. Nach Verlauf eines starken Hochwassers betrug die Tiefe 3,50 m im Februar 1856, zwei Monate später war sie wieder geringer als 2,50 m. Nach den aufserordentlichen Hochwassern im Mai und Juni 1856 trat eine bedeutende Vertiefung ein, sodafs man Ende September desselben Jahres noch 4,20 m auf der Barre peilte. Nach sehr kurzer Zeit war diese Tiefe durch Versandung wieder verschwunden.

Während der letzten 20 Jahre schwankte die Tiefe zwischen 0,59 m und 2,90 m und betrug durchschnittlich nur 1,80 m. Diese Zunahme von 60 cm gegenüber der Tiefe vom Jahre 1852 steht in keinerlei Verhältnis zu den aufgewendeten Kosten von 1,4 Millionen Franks. Eine Verbesserung ist nicht zu erwarten, da die Mündung in den Golf de Foz durch die Ablagerung der in das nicht stark strömende Wasser dieses Golfs geführten Sinkstoffe immer mehr versanden wird. Es wurde daher im Jahre 1863, um den Anforderungen der Schiffahrt zu genügen, der im Kapitel XIX des dritten Bandes des Handbuchs beschriebene Kanal von St. Louis ausgeführt.

Mündungen mit starker Flut.

1. Der Tyne.*)

An der Barre des Tyne (s. S. 201 und T. XII, F. 7 des Handbuchs) sind zwei grofse Molen ausgeführt, während stromaufwärts das Fahrwasser hauptsächlich durch Baggerung verbessert wird. Diese Baggerarbeiten sind fortgesetzt worden, sodafs bis Ende 1890 59071100 Kubikyards oder rund 45000000 cbm aus dem Flusse durch Baggerungen beseitigt wurden. Der Transport des gebaggerten Materials geschieht mit Klappenprahmen, welche den Boden nach See 2 bis 3 Meilen aufserhalb der Mündung transportieren und in Wassertiefen von über 36 m unter Niedrigwasser verstürzen. Die Wassertiefe auf der Barre beträgt 9,15 m bei Niedrigwasser. Dieselbe Tiefe ist auf einer Strecke von rund 2,4 km vorhanden. Bis Newcastle ist eine Fahrwassertiefe von 6,10 m bei Niedrigwasser vorhanden; bis 4,8 km oberhalb Newcastle beträgt die Fahrwassertiefe 5,5 m unter Niedrigwasser. Die Korrektion soll bis etwa 9,2 km oberhalb Newcastle, also bis über die Flutgrenze hinaus, welche jetzt rund 31 km oberhalb der Mündung liegt, fortgesetzt werden.

Die Senkung des Niedrigwasserspiegels ist am stärksten 5,6 km oberhalb Newcastle, also in 22 km Entfernung von der Mündung und beträgt daselbst rund 2 m bei Niedrigwasser-Springflut. Das Flutintervall bei Newcastle, welches im Jahre 1860 3,66 m nicht überschritt, beträgt bei Springfluten 4,73 m.

Der Hochwasserscheitel, welcher im Jahre 1860 die Strecke Shields-Newcastle in 60 Minuten zurücklegte, braucht jetzt hierzu nur 12 Minuten; um die 10,3 km lange Strecke Newcastle-Newburn zurückzulegen, braucht er nur 8 Minuten, während er im Jahre 1860 hierzu 29 Minuten nötig hatte.

---

*) L. F. Vernon-Harcourt. Korrektion der Flüsse in ihrem untersten Gebiet, mit Einschlufs der Mündungen. Internationaler Binnenschiffahrts-Kongrefs, Paris 1892.

Vergl. auch Zeitschr. f. Bauw. 1883, S. 169—194.

Abbildungen: Lauf des Flusses von Newcastle bis zur Mündung. Lageplan der Mündung. Querschnitte und Ausführung der beiden Molen.

Durch die Korrektion ist die Abführung hoher Oberwasserstände derart erleichtert, dafs Überschwemmungen, unter welchen die Ufer bis zu einer Entfernung von 16 km oberhalb Newcastle häufig zu leiden hatten, gänzlich aufgehört haben. Der Tyne ist jetzt für Schiffe, welche einen Raumgehalt bis zu 4000 Tons haben, befahrbar. Der Gesamt-Tonnengehalt aller Schiffe, welche den Hafen von Newcastle in einem Jahre aufsuchen, wird nur von demjenigen der Häfen London und Liverpool übertroffen.

2. Der Tees.*)

Die lehrreiche Geschichte der anfangs ohne Erfolg versuchten Verbesserung der Mündung des Tees erhellt aus S. 201 und 202 des Handbuchs; daselbst ist auch über die Lage der Stadt Middlesborough das Nötige gesagt. Früher war diese Stadt durch vier verschiedene und voneinander getrennte Fahrrinnen mit dem Meer verbunden. Die Fahrrinnen wechselten aber ihre Lage so häufig, dafs man genötigt wurde, verschiedene der Leitfeuer am Ufer beweglich anzulegen, um ihre Lage, den Veränderungen des Fahrwassers entsprechend, schnell und bequem wechseln zu können. Jetzt ist nur ein einziger Stromschlauch vorhanden, die Tiefe auf der Barre, welche im Jahre 1863 1,07 m unter Niedrigwasser-Springtiden betrug, hat derart zugenommen, dafs nunmehr 6,10 m unter Niedrigwasser und 11,30 m unter Hochwasser daselbst vorhanden sind. Dieser Erfolg ist durch die Anlage von Leitdämmen und Molen, sowie durch die Ausführung von Baggerungen erzielt worden. Es sind bisher rund 38 km Leitdämme gebaut, welche bis zu 1,50 m über Niedrigwasser reichen. Die Leitdämme werden ausschliefslich aus Schlacken, welche die am Flusse anliegenden Eisenwerke liefern, hergestellt. Wo genügend Tiefe vorhanden ist, werden die Schlacken aus Klappenprahmen direkt verstürzt, später werden sie mit Hand ausgeworfen. Der Bau dieser Leitdämme hat 27 Jahre beansprucht. Der Bau der südlichen Mole wurde im Jahre 1863 in Angriff genommen und in 24 Jahren vollendet. Die ganze Länge beträgt über 4 km. Um Unterwaschungen des Molenkopfes zu vermeiden, ist derselbe durch einen Wellenbrecher geschützt, welcher aus Betonblöcken von 40 bis 300 t Einzelgewicht hergestellt wurde. Die Mole selbst besteht aus einem Betonüberbau auf Schlackenschüttung; zum Bau derselben sind 5000000 t Schlacken und über 18000 t Cement verwandt worden. Es ist häufig vorgekommen, dafs Betonblöcke von 60 t Gewicht bei stürmischem Wetter durch die Wellen über 30 m verschoben wurden. Die Nordmole ist bis zu einer Länge von rund 1000 m vollendet und auf der Seeseite aus einer Betonmauer von 3,65 m mittlerer Dicke bei rund 8 m Höhe hergestellt. Auf der Binnenseite ist eine Schüttung aus Schlacken von 15 m Breite angebracht. Die Schlacken werden hier in Gestalt von Deul (Luppen) von 3½ t Einzelgewicht verbraucht. Es sind bisher 1000000 t Schlacken auf diese Weise verbaut worden. Der Bau der Nordmole ist unterbrochen worden, um den Einflufs des bisher fertiggestellten Teiles auf den Zustand der Einfahrt abzuwarten. Seit 1854 sind ungefähr 14500000 cbm aus dem Flufs gebaggert und durch Klappenprahme auf hoher See ausgestürzt worden.

Es wird beabsichtigt, eine nutzbare Fahrtiefe von 3,65 m unter Niedrigwasser bis 4,60 m unter Niedrigwasser in Stockton oder 9,17 m unter Hochwasser in Middlesborough zu erzielen und diese Tiefe bis zur See zu erhalten. Die ganze Länge der

*) Engineering vom 1. Sept. 1893. Improvements in the river Tees by George J. Clarke, Engineer to the Tees Conservancy Commission.

Vergl. Génie civil 1890, S. 251—253.

Stromrinne, die zu diesem Zweck vertieft, erweitert und begradigt werden mufs, beträgt rund 19,5 km.

Über die ausgeführten Arbeiten ist folgendes zu bemerken: Durch sechs Eimerbagger, deren fünf mit je zwei Eimerleitern versehen sind, wurden während der zwei Jahre Oktober 1889 bis Oktober 1891 1850000 cbm gebaggert und mit Hilfe von 40 bis 50 Klappenprahmen, deren jeder 100—300 cbm Tragfähigkeit hat, und 9 Schleppdampfern nach See transportiert. Die Transportweite wechselte zwischen 16 und 50 km. Der gebaggerte Boden bestand aus Geschiebelehm. Ein Bagger hat allein 151000 cbm Felsen, Gips und roten Sandstein ohne Anwendung von Sprengmitteln beseitigt. Während der Sommermonate ist Tag- und Nachtbetrieb eingeführt. Die Kosten für das Baggern einer Tonne wechselten im Jahre 1891/92 zwischen 33 Pf. und 171 Pf., im Mittel betrugen sie 72 Pf. pro Tonne oder 36 Pf. pro cbm. Der Transport kostete 13,8 bis 41,5 Pf. pro Tonne oder 6,9 bis 20,8 Pf. pro cbm. Anschaffungs- und Amortisationskosten sind hierin nicht berücksichtigt. Das Fahrwasser wird durch 15 Leuchtfeuer erleuchtet, 6 dieser Leuchtfeuer werden mit Fettgas gespeist. Im Jahre 1864 hatte die gröfste Ladung, welche im Dock von Middlesborough verladen wurde, ein Gewicht von 708 t. Die gröfste Ladung im Jahre 1891 hatte 5000 t Gewicht. Im Jahre 1892 ist ein Schiff mit 6500 t Tragfähigkeit aus dem Tees gelaufen.

3. Der Mersey.*)

Der Mersey (vergl. S. 203 des Handbuchs) teilt sich bei seinem Eintritt in die Irische See, wie die Figur S. 43 ergiebt, in drei Hauptarme, welche für die Schiffahrt sehr verschiedene Bedeutung haben. Der Arm zwischen der Jordan Bank und den Sandbänken vor dem Formby Point wurde im Jahre 1892 nur von 11 kleineren Fahrzeugen befahren, der südliche Arm, der sogenannte Rock Channel, wurde im Jahre 1892 von 5822, das Hauptfahrwasser, der sogenannte Crosby Channel, im nämlichen Jahre von 41145 Fahrzeugen benutzt.

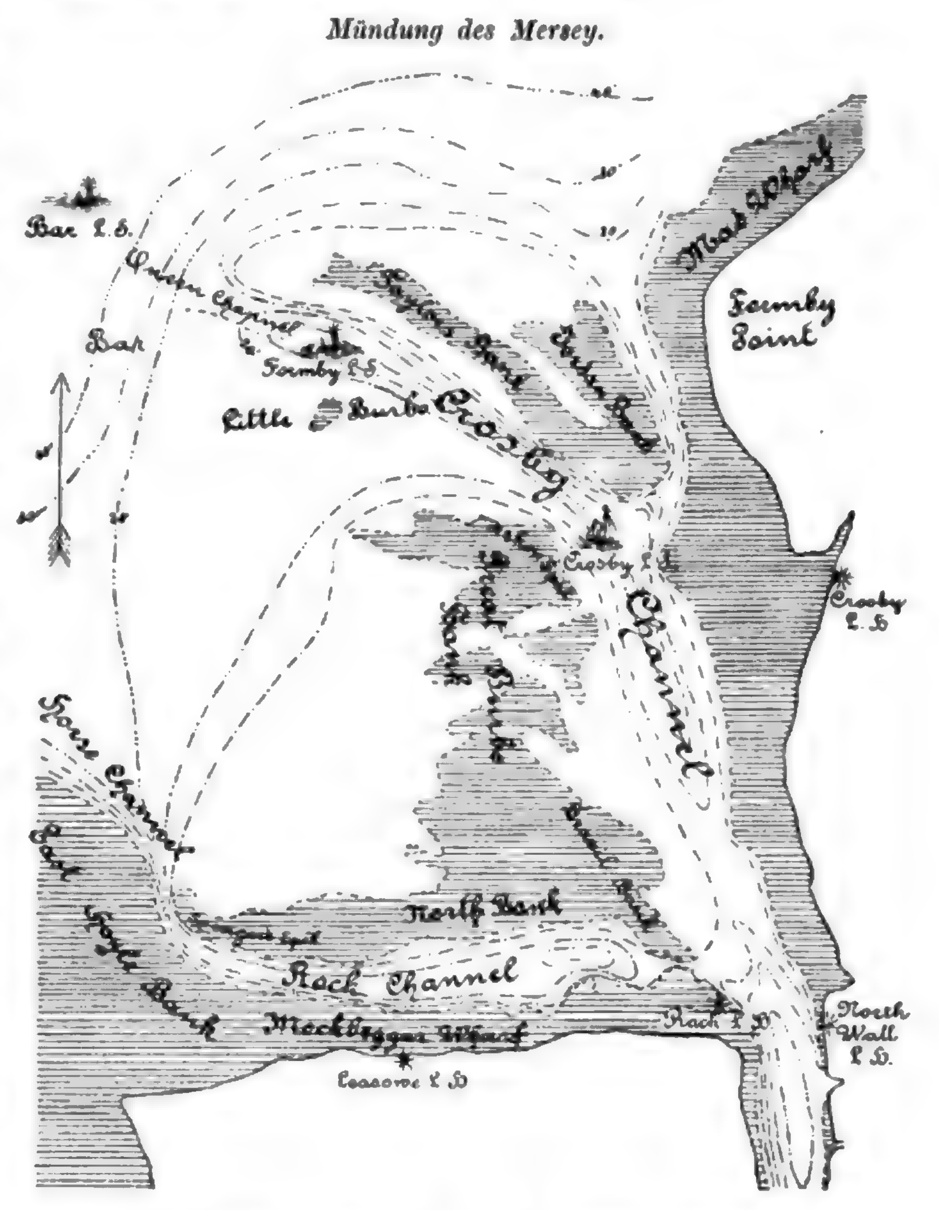
Die Sandbänke in der Mersey-Mündung haben eine Oberfläche von etwa 32 engl. Quadratmeilen (rund 82 qkm) über Niedrigwasser-Springtiden. Dieselbe Oberfläche besafsen die Bänke bereits im Jahre 1736. Im Jahre 1835 war die Oberfläche etwa um rund 10 qkm geringer. Zwei Drittel der bei Niedrigwasser trockenen Sandbänke sind durch mehr oder minder tiefe Rinnen vom Festlande getrennt. Der südlichste Arm, der sogenannte Rock Channel, ebenso wie der sogenannte Horse Channel versanden mehr und mehr; die Sandbänke Brazil Bank und Spencers Spit erweitern sich nach Süden und verengen dadurch diesen Arm mehr und mehr. Das Hauptfahrwasser, welches seit 1857 als solches benutzt wird, liegt vom Crosby-Feuerschiff bis zum Formby-Feuerschiff zwischen den Sandbänken Asker Spit und Taylors Bank. Vom Formby-Feuerschiff bis zum Bar-Feuerschiff bildet der Queens Channel das Fahrwasser; etwa in der Mitte zwischen den zuletzt genannten Feuerschiffen liegt die „Barre“.

Die Lage der Barre ist unveränderlich; im Jahre 1857 betrug die Entfernung vom Rock-Leuchtturm am Eingang des eigentlichen Mersey bis zur Barre 15,8 km, im Jahre 1866 betrug sie 16,4, 1871 sogar 17 km, 1876 wieder 16,4 km, während sie augenblicklich bis auf 14,9 km zurückgegangen ist.

*) The Engineer vom 14. Juli 1893. The Mersey Bar.

Die Tiefen auf der Barre wechselten vor Ausführung von Baggerungen zwischen 2,44 bis 3,66 m unter Niedrigwasser-Springtiden. Auf der Seeseite nehmen die Tiefen sehr rasch zu, sodafs in der Nähe der Barre selbst Tiefen von 10 m, beim Bar-Feuerschiff 14,6 m Wassertiefe unter Niedrigwasser vorhanden sind. Bis zum äufsersten, dem sogenannten North-West-Feuerschiff, welches rund 13 km vom Bar-Feuerschiff entfernt ist, nehmen die Tiefen allmählich bis auf 25,6 m unter Niedrigwasser zu.

Mündung des Mersey.



L S Lightship (Feuerschiff). *L H* Lighthouse (Leuchtturm).

Aufserhalb der Barre hat die Tiefenlinie von 30 Fufs (9,15 m) in dem Zeitraum 1890 bis 1892 ihre Lage um etwa 175 Faden (rund 320 m), diejenige von 18 Fufs (5,49 m) um etwa 100 Faden (rund 180 m) in N. W.-Richtung oder seewärts verschoben. Die Tiefenlinie von 18 Fufs (5,49 m) um Taylors Bank ist um etwa 240 m nach dem Queens Channel vorgedrungen. Abgesehen von diesem Vorrücken nach Westen hat diese Bank sich nicht verändert. Gegen Ende September des Jahres 1890 wurden Baggerarbeiten auf einer Fläche von 900 m Länge und 300 m Breite in Angriff genommen. Die gerade Linie, welche Formby-Leuchtschiff mit dem Bar-Feuerschiff verbindet, geht durch die Mitte dieser Fläche. Die geringste Wassertiefe in diesem Kanal betrug 3,38 m auf der Seeseite und 4,58 m auf der Flufsseite. Zuerst arbeitete ein Centrifugalpumpenbagger mit Laderaum zur Aufnahme von 250 cbm. Durch häufiges stürmisches Wetter wurden die Arbeiten stark gestört; sehr schwere Nordweststürme im Monat November versandeten die gebaggerte Rinne vollständig, sodafs die bis dahin geleistete Arbeit nutzlos blieb. Im April des Jahres 1891 nahmen zwei Pumpenbagger den Betrieb auf der Barre auf; sie sollten 400000 cbm bewegen, hierdurch eine Vertiefung von 2 m vornehmen und die Fahrtiefe auf 5,2 m unter Niedrigwasser bringen. Bis Ende 1891 hatten sie in 2239 Stunden Betriebsdauer 328500 cbm bewegt und eine Vertiefung von 1,5 m erzielt. Die Kosten betrugen 15000 £ oder 0,910 Mark pro cbm. Die Leistung pro Betriebsstunde berechnet sich für beide Apparate zu 146,5 cbm. Im Jahre 1892 förderten die beiden erwähnten Bagger über 500000 cbm Sand. Durch diesen Erfolg ermutigt,

beschlofs die Dock Board Commission im Jahre 1892 die Beschaffung eines Centrifugalpumpenbaggers, welcher wohl der gröfste derartige Bagger sein dürfte. Die Hauptabmessungen dieses Baggers, welcher mit Hilfe zweier Centrifugalpumpen im stande sein soll, seinen Laderaum = 1500 cbm im Zeitraum von 45 Minuten mit Sand zu füllen, entsprechend einer stündlichen Leistung von 2000 cbm, sind: Länge 97,6 m, Breite 12,45 m, Tiefe 6,25 m. Das Schiff ist mit Doppelschrauben versehen, aus Stahl gebaut und 2560 Reg.-T. grofs.

4. Die Seine.

Im Mündungsgebiete der Seine (Lageplan und Längenprofil s. T. V, F. 4 bezw. T. VII, F. 5 des Handbuchs) sind bekanntlich seit längerer Zeit umfangreiche Arbeiten ausgeführt, welche im Handbuche S. 203—206 besprochen sind. Indem im übrigen auf die bezügliche neuere Litteratur verwiesen wird*), sei hier nur folgendes bemerkt:

Die in den Jahren 1846 bis 1866 ausgeführten Korrektionsarbeiten, welche in der Hauptsache in der Erbauung von Leitdämmen von La Mailleraye bis zur Mündung des Risle oberhalb Berville bestanden und durch welche eine Tiefenzunahme von mehr als 2 m erzielt wurde, haben einen Kostenaufwand von etwa 14 Millionen Franks verursacht; diese Ausgaben wurden mehr als gedeckt durch den Wert der hinter den Leitdämmen entstandenen Anlandungen. Die Gefahr der Unterspülung der Dämme hat jedoch, wie auf S. 205 des Handbuchs bemerkt, kostspielige Unterhaltungsarbeiten erfordert; diese überschritten bereits 1891 das Doppelte der ersten Anlagekosten.

Die Korrektion der unteren Seine, einschliefslich Baggerungen und Korrektionswerke (Leitdämme) hat bisher 30440000 Franks gekostet. Die hinter den Leitdämmen entstandenen Anlandungen haben diese Ausgaben bis auf 9120000 Franks gedeckt.

Die Hafenanlagen von Rouen kosteten etwa 19440000 Franks, der jährliche Verkehr dieses Hafens beträgt 1400000 bis 2000000 Gewichts-Tonnen.

Die auf S. 206 des Handbuchs erwähnte Befürchtung, dafs die Ablagerungen in der Mündung (zwischen der Mündung des Risle und Havre) die Zugänglichkeit des Hafens von Havre gefährden und den Eingang in die korrigierte Seine erschweren könnten, ist in erhöhtem Mafse vorhanden und hat zu verschiedenen Entwürfen und Vorschlägen zur Beseitigung der Übelstände durch Herstellung von Leitdämmen, um die Bänke in der Mündung festzulegen, Anlafs gegeben.

---

*) Ann. industr. 1883, Febr. S. 197. — Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1884, S. 47. — Tijdschr. van het kon. inst. van ingenieurs 1884, April, S. 105—108. — Ann. industr. 1885, Juni, S. 783, 807.

Lavoinne. La Seine maritime et son éstuaire. Paris 1885 (?).

Einleitend werden die bei Verbesserung von Strommündungen anzustellenden Voruntersuchungen besprochen. Eine Abhandlung des Verfassers über zweckmäfsige Gestaltung des Mündungsbeckens der Seine bildet den Kern des Werks und ist von verschiedenen auf denselben Gegenstand bezüglichen Mitteilungen anderer Ingenieure begleitet. Zahlreiche Abbildungen.

Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1887 in „Strom- und Hafenbau in Nord-Frankreich".

Abbildungen: Lageplan und Längenprofil der Seine zwischen Rouen und Havre. Flutkurven. Dammprofile. Mündung der Seine.

Deutsche Bauz. 1887, S. 69—71. — (Reise-Mitteilungen.) Wochenbl. f. Baukunde 1887, S. 46. Deutsche Bauz. 1887, S. 69—71. — (Modellversuche.) Génie civil 1889, Aug., S. 290—293. — (Gezeiten-Erscheinungen und Schiffahrkeit.) Ann. der Hydrographie 1890, S. 349.

Mengin-Lecreulx. La Seine maritime. Internationaler Binnenschiffahrts-Kongrefs, Paris 1892. Zahlreiche Abbildungen.

5. Die Garonne.*)

a. Oberhalb Bordeaux. Von 1840 bis 1870 trachtete man eine dauernde Verbesserung dadurch zu erzielen, dafs man Leitdämme baute, deren Trace aus regelmäfsigen Kurven mit abwechselnd entgegengesetzter Krümmung bestand. Umfangreiche Baggerungen sollten die Wirkung der Dämme erhöhen und die Strömung in die Konkaven leiten und daselbst halten. Die erzielten Erfolge waren nur von vorübergehender Natur, denn nach zehn Jahren waren die Verbesserungen fast gänzlich verschwunden. Seitdem werden zur Aufrechterhaltung der Flufsschiffahrt Rinnen von 15 m Breite und 2 bis 3 m Tiefe unter Niedrigwasser gebaggert. Diese Rinnen werden jedoch fast regelmäfsig durch die Sinkstoffe, welche jedes Frühjahrs-Hochwasser mit sich führt, zugeschwemmt.

Es wird beabsichtigt, bei Cadillac, 35 km oberhalb Bordeaux, wo das mittlere Flutintervall noch 2 m beträgt, ein bewegliches Wehr mit einer Schleuse verbunden, zu errichten und dadurch auf der oberen Garonne eine nutzbare Fahrtiefe von 2 m zu erzielen. Die Stauhöhe würde 3,50 bis 4 m betragen. Der gestaute Wasserspiegel soll 0,20 m über ordinärem Hochwasser der Springfluten liegen.

b. Unterhalb Bordeaux. Die Verbindung zwischen Bordeaux und der See hat eine Länge von 100 km, davon entfallen 25 km auf die Garonne und 75 km auf die Gironde.

Die Breiten auf der Garonne wachsen von 400 bis 900 m. Die Gironde bildet eine trichterförmige Mündung, deren Breiten von 1 km an der Stelle, wo die Gironde und Dordogne einmünden, bis auf 12 km zunehmen.

Die Gröfse des Flutintervalls auf der ganzen Strecke zwischen Bordeaux und dem Ocean beträgt 3,60 m bei Springflut und 1,81 m bei Nippflut. Hoch- und Niedrigwasserspiegel sind fast wagerecht. Die gröfste Untiefe ist augenblicklich diejenige von Bassens. Sie wird durch eine Barre, welche grofse Tiefen am linken und solche am rechten Ufer trennt, verursacht; es wird beabsichtigt, die Tiefen am rechten Ufer durch Grundschwellen zu schliefsen und durch Baggerungen den Strom nach dem linken Ufer zu leiten.

Die Inseln du Nord und Verte werden, um das Profil zu erweitern, zum Teil weggebaggert. Ferner wird die Insel Cazeau bei der Vereinigung der Garonne und Dordogne teilweise durch Baggerung beseitigt. Nach Beendigung dieser Arbeiten wird die Einmündung der Dordogne in die Garonne unter spitzem Winkel erfolgen, ein langer Leitdamm in der Verlängerung des Bec d'Ambes wird das Übertreten des Garonne-Wassers in die Dordogne verhindern. Durch kräftige Baggerungen werden die Untiefen beseitigt. Die Kosten sind auf 20000000 Franks veranschlagt.

Die nutzbare Fahrtiefe betrug 1891: 6,85 bei H. W. Nippfluten und 8,60 bei H. W.-Springfluten.

Der Schiffsverkehr im Hafen von Bordeaux betrug im Jahre 1889 3850000 Tonnen Moorsom oder Registertons, worin 1260000 Tonnen aus dem Binnenverkehr einbegriffen sind.

---

*) A. Pasqueau. Statistique graphique des passes de la Gironde et de la Garonne maritime. Internationaler Binnenschiffahrts-Kongrefs, Paris 1892.

Vier Abbildungen veranschaulichen die Veränderungen des Fahrwassers seit dem Jahre 1844, eine fünfte den Verkehr des Hafens von Bordeaux seit 1857.

Notices sur les modèles dessins et documents divers relatifs aux travaux des ponts et chaussées. Exposition universelle à Paris 1889.

6. Die Maas.*)

Auf S. 209 des Handbuchs, woselbst auch eine Übersichtskarte, ist das Projekt Caland erwähnt, in welchem zur Schaffung einer neuen Mündung, somit zur Herstellung eines besseren Wasserwegs von Rotterdam nach der See, ein Durchstich von 4300 m Länge durch den Hoek van Holland, und der Bau zweier Molen, welche zusammen 2800 m lang sein sollten, vorgesehen war; über die Ausführung ist folgendes zu bemerken.

Im Jahre 1863 wurde der Bau der Molen in Angriff genommen; wegen zahlreicher Schwierigkeiten bei der Enteignung konnten die Arbeiten am Durchstich jedoch erst 1866 begonnen werden. Im Jahre 1868 war der in der ganzen Länge des Durchstichs vorgesehene Kanal von 50 m Breite und 3 m Tiefe unter Niedrigwasser planmäfsig fertiggestellt. Um die Wirkung des Stromes, durch welche allein die Verbreiterung und Vertiefung dieses Kanals bewirkt werden sollte, zu verstärken, wurde im Jahre 1871 die Sperrung des alten Armes westlich der Insel Rozenburg bis 0,50 m über Niedrigwasser und im folgenden Jahre 1872 bis über Hochwasser erhöht. Es traten nun in dem Durchstich Stromgeschwindigkeiten bis zu 2 m i. d. Sekunde ein, welche eine bedeutende Vertiefung der Sohle bewirkten. Bei der Herstellung des Durchstichs waren 1,5 bis 2 Millionen cbm bewegt worden; durch die Selbstthätigkeit des Stromes wurden im Zeitraum eines Jahres 5 Millionen cbm, welche sich aber zum grofsen Teil zwischen den Molen ablagerten, aus dem Durchstich weggeschwemmt. Deshalb entschlofs man sich 1877, da die abgelagerten Massen durch eine Verlängerung der Molen nicht beseitigt wurden, den Durchstich durch ausgiebige Baggerungen in seiner ganzen Länge zu erweitern und zu vertiefen und zwar bis zur Tiefenlinie von 5 m unter Niedrigwasser vor der Mündung.

Diese Arbeiten bieten besonderes Interesse dadurch, dafs bei ihnen wohl zum erstenmale Centrifugalpumpenbagger (Sandsauger) in grofsem Mafsstabe Verwendung fanden, weil die starke Brandung, welche auf der Barre herrschte, die Verwendung von Eimerbaggern nahezu unmöglich machte. Ende 1879 waren die Arbeiten beendet.

Die Tiefe betrug im Durchstich 5 m unter Niedrigwasser am rechten Ufer und ungefähr 2,5 m am linken Ufer.

Der günstige Einflufs dieser Baggerungen auf die Stromarbeit kommt darin zum Ausdruck, dafs in der verhältnismäfsig kurzen Zeit, von Herbst 1878 bis Herbst 1879,

---

*) Eindsverslag van de Staatscomissie. s'Gravenhage 1880.

Le Port de Rotterdam par J. H. Neifsen.

Welcker. Verbesserung der Wasserstrafse von Rotterdam bis an die See. Internationaler Binnenschiffahrts-Kongrefs, Paris 1892 und Tijdschr. van het kon. inst. van ingenieurs 1890/91, Lf. 2, I. S. 33.
Abbildungen: Lagepläne in den Jahren 1882 und 1892. Tiefen der Ausmündung am Hoek van Holland.

Vergl. ferner: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1885, S. 403—416 (von Horn).
Frühere Wasserwege von Rotterdam nach der See. — Entwürfe zu einer neuen Verbindung; neue Mündung der Maas. — Ausführung der Arbeiten. Abbildungen: Karte der grofsen Strommündungen Hollands. Übersichtsplan der neuen Maas-Mündung. Molen und Einengungs-Dämme.

De ingenieur 1890, Nov., S. 436. — Tijdschr. van het kon. inst. van ingenieurs 1891, Febr., S. 33—39.

Zeitschr. f. Bauwesen 1892.
Abbildungen: Übersichtskarte und Lageplan. Zustand der neuen Mündung in verschiedenen Jahren. Längenprofile. Verwendete Bagger. Verkehr Rotterdams und anderer Seehäfen.

auf der Strecke vom östlichen Punkt der Insel Rozenburg bis zum oberen Ende des Durchstichs 624000 cbm durch den Strom, gegen 664000 cbm durch Baggerungen beseitigt wurden. Auch die Barre ist durch die Stromarbeit verringert worden.

Seit dem Jahre 1877 ist auf der Maas ohne Unterbrechung gebaggert worden. Durch diese Arbeiten ist der Flufs vertieft und begradigt, sowie die Herstellung von Normalbreiten erzielt worden. Diese durch die im Jahre 1877 ernannte Staatskommission festgesetzten Normalbreiten betragen:

In Rotterdam	340 m,
„ Vlaardingen	458 „
„ Maasluis	530 „
Am oberen Ende des Durchstichs . .	630 „
„ unteren Ende desselben	660 „
„ Ende der Molen	685 „

Die Kommission erkannte demnach die von Caland auf 900 m angenommene Breite am Ende der Molen als zu grofs.

Die Molen. Wie auf S. 209 des Handbuchs bemerkt, sind die Molen aus Sinkstücken, durch welche kräftige Pfähle gerammt wurden, gebaut und mit Steinen beschüttet. Während der ersten Jahre, als man von der Strömung allein die Verbreiterung und Vertiefung des Durchstichs erwartete, lagerte sich, wie oben bereits bemerkt, der gröfste Teil des aus dem Durchstich von der Strömung fortgerissenen Sandes zwischen den Dämmen nieder. Durch Verlängerung der Dämme dachte man diese Ablagerungen zum Abtreiben zu bringen, bis man sich 1877 entschlofs, durch Baggerungen dem Strom zu Hilfe zu kommen.

Infolge des Beschlusses der Staatskommission, welche die Normalbreite am Seeende der Molen von 900 m auf 685 m herabsetzte, wurde der Bau eines dritten Dammes in der Mündung erforderlich. Dieser Damm, der in Niedrigwasserhöhe liegt, hat eine Länge von 1690 m und ist am Seeende durch einen S-förmigen Damm von rund 300 m Länge mit der Südmole verbunden; derselbe ist aus Sinkstücken gebaut und mit Steinen beschwert; er wurde im August 1882 fertiggestellt. Der Zwischenraum zwischen diesem Leitdamm und der Südmole wurde mit Baggergut ausgefüllt. Bemerkenswert ist, dafs die Oberkante der Südmole 10 bis 20 cm über dem mittleren Hochwasserspiegel, die Oberkante der Nordmole jedoch nur 15 cm über halbe Flut gelegt wurde. Diese Höhe wurde als hinreichend erachtet, weil ein ausgehender Strom erst, nachdem der Wasserspiegel auf halbe Flut gefallen ist, beobachtet wurde. Der südliche Damm mufste höher gelegt werden, um die Ebbeströmung bis zur Mündung zusammenhalten.

Dank den bisher ausgeführten umfangreichen Baggerungen hat sich der Zustand der Mündung derart verbessert, dafs, während im Jahre 1881 die Tiefenlinien von 3,50 m in die Maas eindrangen und zwischen sich das Fahrwasser begrenzten, jetzt die Tiefenlinien von 7,50 m unter Niedrigwasser in den Flufs eindringen; die Lage der Tiefenlinie von 10 m unter Niedrigwasser aufserhalb der Mündung hat sich, seit die Arbeiten in Angriff genommen wurden, gar nicht verändert, dementsprechend ist der gröfste Tiefgang, mit welchem Schiffe Rotterdam erreichen können, von 5,1 m im Jahre 1881 (es kam in diesem Jahre ein einziges Schiff mit einem solchen Tiefgang an; 9 Schiffe hatten einen Tiefgang von 5 m) auf 7,60 m im Jahre 1888 gestiegen und die Verkehrszunahme des Hafens von Rotterdam ist so bedeutend, dafs im Jahre 1881 7026 Schiffe mit einem Tonnengehalt von 8350300 cbm, im Jahre 1891 aber 9458 Schiffe mit einem Tonnengehalt von 17535600 cbm ankamen.

Die Gesamtausgaben von 1863 bis 1891 betrugen 33575000 Gulden holländisch. Ende 1893 sollen die Arbeiten beendet sein; hierzu sind noch etwa 2000000 Gulden erforderlich, sodafs die Gesamtkosten sich auf 35575000 Gulden oder rund 60000000 M. belaufen werden.

7. Die Korrektion der Unterweser.*)

Einleitung. Das in seinen wesentlichsten Punkten im Handbuch unter § 12 des XIX. Kapitels wiedergegebene Projekt zur Korrektion der Unterweser war auf Veranlassung einer durch Beschlufs des Bundesrates vom 15. Februar 1874 berufenen Reichskommission, bestehend aus dem Geheimen Oberbaurat Gercke zu Berlin, dem Oberdeichgrafen Nienburg zu Oldenburg und dem Oberbaudirektor Franzius, von letzterem in den Jahren 1879 bis 1881 bearbeitet.

Ein Teil des ganzen Projektes, der Durchstich der sehr nahe unterhalb der Stadt Bremen, zwischen Lankenau und Hasenbüren belegenen starken Krümmung, der sogenannten Langen Bucht, wurde vorläufig mit einer geringeren als der projektierten Tiefe schon in den Jahren 1883 bis 1886 von Bremen zur Ausführung gebracht. Es war dies einerseits möglich, indem die fragliche Strecke ganz auf Bremischem Gebiet liegt, andererseits war diese Ausführung besonders dringlich, weil gerade auf dieser Strecke für die Schiffahrt bis zur Stadt die fühlbarsten Mängel sich befanden, denn in dem stark gekrümmten Flufslauf fehlte es gewöhnlich an genügend geradem und tiefem Fahrwasser. Die Wirkung der fast unausgesetzten Baggerungen wurde aber durch jedes Hochwasser wieder aufgehoben, indem dabei der Strom eine von der Fahrrinne abweichende Richtung annahm.

Auf dem linken Ufer des neuen Strombettes wurde der zum Teil zu beseitigende Winterdeich parallel zu jenem wieder angelegt, das alte Bett wurde sogleich nach der Ausführung des neuen abgeschnitten und sodann durch Baggersand und die Wirkung des Stromes bis zum Jahre 1888 gröfstenteils zur Verlandung gebracht. Der Durchstich bewirkte eine wesentliche Erleichterung der Schiffahrt, sodafs es möglich wurde, Seeschiffe bis zu 3 m Tiefgang bei normalen Wasserverhältnissen in einer Tide von See an die Stadt zu bringen.

Am 5. April 1886 wurde ein Reichsgesetz erlassen, auf Grund dessen der Stadt Bremen die Genehmigung erteilt wurde, die Weser von Bremen bis Bremerhaven zu korrigieren, um Schiffen bis zu 5 m Tiefgang die Fahrt auf dieser Flufsstrecke zu

*) Litteratur. (Durchstich der langen Bucht in der Weser). Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 361.
(Gutachten der Akademie des Bauwesens). Deutsche Bauz. 1886, S. 537. — Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 289.
(Stand der Angelegenheit, insbesondere bezüglich der Staatsverträge). Deutsche Bauz. 1887, S. 325.
Denkschrift auf Veranlassung der Bremischen Deputation für die Unterweser-Korrektion. Bremen 1888. (L. Franzius.) Auszug aus: Projekt zur Korrektion der Unterweser. Leipzig 1882.
(Vortrag im Arch.-Ver. zu Berlin.) Deutsche Bauz. 1892, S. 40. (L. Franzius.)
(Stand des Unternehmens.) Centralbl. d. Bauverw. 1892, S. 435. — Deutsche Bauz. 1892, S. 490.
Die Korrektion der Flüsse in ihrem untersten Gebiet. V. internationaler Binnenschiffahrts-Kongrefs, Paris 1892. Vorbericht von L. Franzius.
Vergleichung verschiedener Flufsmündungen und der Mittel zu ihrer Verbesserung. Beschreibung der Unterweser und ihrer Korrektion. (7 Tafeln mit Abbildungen.)
Korrektion der Unter- und Aufsenweser. Denkschrift auf Veranlassung der Bremischen Deputation für die Unterweser-Korrektion von L. Franzius (enthält Projekte und Beschreibung der Ausführung). Leipzig 1894 (unter der Presse).

ermöglichen; gleichzeitig wurde ihr das Recht eingeräumt, nach vollendeter Korrektion von den Schiffen, welche die verbesserte Wasserstrafse benutzen, jedoch nur von den Schiffen, welche von See nach Bremischen Häfen oberhalb Bremerhaven fahren oder von solchen Häfen nach See ausgehen und einen Raumgehalt von mindestens 300 cbm haben, eine Abgabe zu erheben.

Nachdem der aus Mitgliedern des Senats und der Bürgerschaft gebildeten „Deputation für die Unterweser-Korrektion" am 12. Oktober 1886 vorläufig 2000000 M. für die Bestellung der Bagger, Dampfprahme, Prahme und Schleppdampfer zur Verfügung gestellt worden waren, beantragte am 21. Juni 1887 der Senat bei der Bürgerschaft

1. die Genehmigung zu dem am 12. Februar mit Preufsen und am 25. Januar desselben Jahres mit Oldenburg wegen vorläufiger Inangriffnahme der Arbeiten getroffenen Abkommen,
2. die Bewilligung der auf 30000000 M. veranschlagten Kosten.

Die Bürgerschaft trat den Anträgen des Senats bei und die Arbeiten konnten schon am 20. Juli in Angriff genommen werden.

Durch die Verhandlungen mit den Uferstaaten Oldenburg und Preufsen erfuhr das Projekt zwei kleinere Änderungen.

Um dem oldenburgischen Weserufer unterhalb Bardenfleth die Zugänglichkeit mit kleinen Schiffen zu erhalten, wurde mit Oldenburg die Vereinbarung getroffen, im sogenannten Warflether Arm von Km. 22 bis zur Einmündung in die korrigierte Weser bei Km. 25*) unmittelbar am linksseitigen Ufer einen Kanal von mindestens 10 m Sohlenbreite und 1 m Tiefe unter gew. Niedrigwasser des Projektes zu belassen. Im Interesse der Schiffahrt von und zur Stadt Elsfleth, sowie des Verkehrs nach der an der sogenannten Westergate belegenen Strecke, an welcher das Dorf Piependamm liegt (siehe T. VI der 3. Abteilung des Handbuchs), mufste die Offenhaltung der kleinen Nebenarme, der sogenannten Röversgate, welche unterhalb Farge bei Km. 26,5 und des Rekumer Lochs, welches bei Rekum Km. 28 von der Weser abzweigt, in geringen Profilweiten zugestanden werden.

Preufsischerseits wurde die Durchschlagung des rechtsseitigen Armes, welcher nördlich der kleinen Ripken-Plate bei Km. 33,5 beginnt und bei Sandstedt Km. 44 wieder in die Weser einmündet, sowie der Bau des Leitdammes von der Früh-Plate bis zur Südspitze des Harrier Sandes provisorisch und unter der Einschränkung gestattet, dafs der schmale Arm nördlich der kleinen Ripken-Plate offen gelassen und vor dem Hammelwardener Sand eine 200 m breite Wasserfläche mit einer mindestens 10 m breiten und 1 m unter Niedrigwasser tiefen Rinne einstweilen offen gehalten werde, damit die Marschgebiete ihre Entwässerung, Zuwässerung und Zugänglichkeit für kleine Schiffe nach wie vor behielten. Eine endgiltige Regelung dieser Verhältnisse wurde dadurch erzielt, dafs in den Verhandlungen, welche nach Beginn der Korrektionsarbeiten geführt wurden, vereinbart ist, den Arm kanalartig auszubauen; dieser in seiner ganzen Länge offene Kanal

*) Die ganze Weser ist in Kilometer stationiert, der Nullpunkt dieser Stationierung liegt bei der grofsen Weserbrücke in Bremen, der obersten Brücke; zur leichteren Orientierung mag bemerkt werden, dafs

Vegesack (Pegel bei der Hafeneinfahrt) bei Km. 17,5,
Farge (Pegel) bei Km. 26,
Brake (Pegel) bei Km. 40,6,
Sandstedt (Siel) bei Km. 44,
Eljewarden bei Km. 51

liegt.

soll projektmäfsig am oberen Ende eine Breite von 16 m, am unteren Ende bei Sandstedt eine solche von 65 m in Niedrigwasserhöhe haben.

Die Unterhaltung der in den bezeichneten Arm mündenden Sieltiefe fällt der Stadt Bremen zur Last und wird nach Verlauf von zehn Jahren durch Auszahlung einer den erwachsenen jährlichen Unterhaltungskosten entsprechenden Summe von den Interessenten übernommen. Die Arbeiten zum Ausbau jenes rechtsseitigen Nebenarms sind gegenwärtig (1893) in der Ausführung begriffen.

Die von verschiedenen Marschdistrikten gehegte Befürchtung, dafs infolge der nach der Korrektion zu erwartenden verstärkten Flutbewegung ein höheres Hinaufdrängen des Salzwassers und hierdurch eine Verschlechterung des in trockener Jahreszeit zum Tränken des Viehes in die Siele eingelassenen Weserwassers eintreten würde, war bei der Projektierung von keiner Seite geltend gemacht worden. Bei den Verhandlungen mit Oldenburg spielte diese Frage jedoch eine bedeutende Rolle; sie fand darin ihre Erledigung, dafs Bremen an Oldenburg eine Pauschalsumme von 2188000 M. bezahlte zur Ausführung eines Süfswasserkanals, der unterhalb Brake von der Weser abzweigt und die linksseitigen Marschdistrikte durchzieht. Bremen mufste ferner die Verpflichtung übernehmen, für den Fall, dafs demnächst die Salzwassergrenze über die obere Mündung des Süfswasserkanals hinausrücken würde, die Kosten für die Verlängerung dieses Kanals bis Käseburg zu tragen. Bei Beginn der Korrektionsarbeiten wurden nun hydrotechnische Berechnungen angestellt, welche sich auf thatsächliche Salzgehalt-Beobachtungen bei Wassermengenbewegungen, die sich rechnerisch ermitteln liefsen, stützten; dieselben ergaben, dafs eine Verschiebung des Salzgehalts um 5 bis 6 km zu erwarten stehe. Seither werden regelmäfsig Wasserproben der Weser entnommen und auf Kochsalzgehalt chemisch untersucht; bisher haben diese Untersuchungen gezeigt, dafs eine Zunahme des Salzgehaltes an den einzelnen Beobachtungspunkten gegenüber dem durch Beobachtungen im Jahre 1887 festgesetzten Salzgehalt nicht eingetreten ist.

Ausführung der Korrektionswerke. Im Jahre 1887 wurden zunächst folgende Arbeiten in Angriff genommen:

a. Der Durchschlag (Sperrdamm) hinter der Strohauser Plate und der Durchschlag hinter der Dedesdorfer Plate,
b. zwei kleine Durchschläge gegenüber Oberhammelwarden,
c. der Durchschlag bei der sogenannten Nebel-Plate hinter dem Harrier Sande,
d. der Durchschlag im Warflether Arm,
e. der Leitdamm vor der Ripken-Plate,
der Leitdamm zwischen Km. 43 und Km. 44 am linken Ufer, nördlich von Brake und
der Leitdamm zwischen Km. 52 und Km. 54 am linken Ufer, nördlich der Reiber-Plate.

a. Da die beiden abzuschliefsenden Arme, derjenige hinter der Strohauser und der hinter der Dedesdorfer Plate, welche von der Schiffahrt benutzt wurden, die mächtigeren waren und grofse Tiefen aufwiesen — es waren im Strohauser Arm Tiefen von 10 m, im Arm hinter Dedesdorfer Plate solche von 13 m unter Niedrigwasser — mufste bei Ausführung dieser Bauwerke mit Vorsicht vorgegangen werden, erstens um den Bestand des einmal Hergestellten nicht zu gefährden, zweitens um eine zu plötzliche Verringerung des Querschnitts in diesen Armen, die unter Umständen eine zu starke Sandverschiebung in den auszubildenden Armen herbeiführen konnte, zu umgehen, und

drittens, um in dem Hauptarme oberhalb der betreffenden Stromspaltungen eine zu starke Hebung des Niedrigwasserspiegels zu vermeiden.

Es wurden bis Ende des Jahres 1887 durchschnittlich zwei Schichten Sinkstücke, je von etwa 0,7 m Höhe durch die bis Niedrigwasser reichenden tiefen Rinnen beider Arme eingelegt. Die untere Schicht bestand aus zwei Reihen von je rund 13 m breiten Sinkstücken, erhielt also eine Breite von rund 26 m, die obere bestand aus einer einfachen Reihe; die Sinkstücke waren meist nur 10 m lang.

Die ersten Bagger, welche im Spätsommer geliefert wurden, traten sofort in dem Hauptarme in Thätigkeit, um die Wirkung dieser Durchschläge zu verstärken; schon im Laufe des Herbstes konnte die Schiffahrt in den auszubildenden rechten Arm verwiesen werden.

b. Die zwei kleinen Durchschläge, welche die beiden südlich des Harrier Sandes zwischen diesem und der Insel „Kleiner Pater“ abzweigenden Arme lahm legen sollten, waren, als im Spätherbst die Arbeiten des Frostes wegen eingestellt werden mufsten, bis Hochwasserhöhe fertig.

c. Der Durchschlag hinter dem Harrier Sande. Da der vor dem Hammelwardener Sand liegende Teil dieses Armes nach den Verhandlungen mit Preufsen offen gehalten werden mufste, konnte nur der Arm zwischen dem Harrier Sande und der auf T. VI angedeuteten Barre, der sogenannten Nebel-Plate, welche inzwischen nahezu hochwasserfrei aufgelandet war, abgeschnitten werden. Dieser Arm, der eine Breite von nahezu 300 m besafs, war in letzter Zeit der eigentlich wirksame geworden, während der rechts von der Nebel-Plate belegene Arm fast verlandet war. Wegen des im abzuschliefsenden Arme vorhandenen weichen Untergrundes und der fast bei jeder Ebbe und Flut zeitweilig eintretenden Spiegeldifferenz von über 0,5 m — wodurch häufig Versackungen und Durchbrüche eintraten, die bis auf eine Ende 1887 absichtlich gelassene Öffnung von 20 m stets wieder geschlossen wurden, — machte die Ausführung dieses Durchschlags grofse Schwierigkeiten. Nach Ausführung von Baggerungen im offen zu haltenden Arme wurde im Jahre 1888 die vorhin erwähnte Öffnung geschlossen und auch der Durchschlag bis zur Hochwasserhöhe aufgeführt.

d. Der Durchschlag im Warflether Arm, der im Spätherbst in Angriff genommen wurde. Da Baggerungen im auszubildenden sogenannten Rönnebecker Arm nicht vorgenommen werden konnten, — die bis dahin gelieferten drei Bagger fanden bei den Arbeiten unterhalb Brake Verwendung — so beschränkten sich die im Jahre 1887 hier aufgeführten Arbeiten auf die Legung einer Schwelle, welche in geringem Mafse die Wasserbewegung im auszubildenden Arme fördern sollte. Unter Berücksichtigung der unter a. erwähnten Gesichtspunkte ist die Ausführung dieses Durchschlages nur eine langsame, mit der Profilzunahme im Rönnebecker Arm gleichen Schritt haltende.

e. Die Ausführung des Leitdammes bei Km. 32 bis Km. 33 am rechten Ufer, von der Südspitze der kleinen Ripken-Plate bis zur Mündung des offen zu haltenden rechtsseitigen Nebenarmes geschah gleichzeitig mit der Ausführung von Baggerungen, welche sich darauf beschränkten, einen Übergang von geringer Wassertiefe, durch welchen das Fahrwasser bei Lienen plötzlich vom rechten Ufer nach dem linken Ufer gedrängt wurde, zu durchbrechen. Die erwartete günstige Wirkung der Leitdämme trat hier deutlich zu Tage, indem die gebaggerte Rinne unter der Einwirkung des ausgeführten Leitdammstückes sich nicht nur hielt, sondern vertiefte und erweiterte.

Zur Verwirklichung der auf S. 195 des Handbuchs erwähnten Wirkung von Leitdämmen sind, wo es wegen der zur Verfügung stehenden Geräte nur möglich war,

Baggerungen ausgeführt, um die Wirkung der Leitdämme zu fördern, während umgekehrt überall die Leitdämme auf die Erhaltung und Vertiefung der durch Baggerungen geschaffenen Verbesserungen ihre günstige Wirkung ausübten. Der besonders vorteilhafte Einflufs der Leitwerke auf den Fortgang der Korrektionsarbeiten war die Veranlassung, dafs mehr Leitdämme gebaut wurden, als im Projekte vorgesehen waren.

Die Leitdämme zwischen Km. 43 und Km. 44 und Km. 52 und Km. 54 am linken Ufer wurden im Jahre 1887 ebenfalls in Angriff genommen, da jedoch wegen der dringlicheren Arbeiten an den Durchschlägen verhältnismafsig wenig Zeit und Arbeitskraft zur Verfügung standen, konnten im ersten Jahre nur geringe Längen dieser Leitdämme ausgeführt werden, dieselben wurden im folgenden Jahre beendet.

Gleich nach Beendigung des Eisganges im Frühjahr 1888 wurden die Arbeiten wieder kräftig in Angriff genommen. Es würde zu weit führen, die in jedem Jahre ausgeführten Bauwerke einzeln aufzuführen; um einen Einblick in das bisher Vollendete zu gewähren, möge bemerkt werden, dafs 7 Durchschläge (Sperrdämme) und 28 km Leitdämme gebaut worden sind.

Neben diesen Bauwerken sind vielfach Grundschwellen hergestellt, um Spaltungen im auszubildenden Arm abzuschneiden und die Wirkung der Strömung auf eine Rinne zu konzentrieren. Nachdem die für den Stromschlauch bestimmte Rinne unverkennbar das Übergewicht erlangt hatte, wurden diese Grundschwellen, wo sie höher, als die herzustellende Sohle lagen, durch Baggerungen wieder beseitigt, andernfalls, und dieser Fall trat am häufigsten ein, versandeten diese von Anfang an in den geringsten Abmessungen ausgeführten Bauwerke, sodafs sie in der neuen Sohle vollständig verschwanden. Aufserdem sind zur Erhaltung der erforderlichen Breiten und Tiefen im rechtsseitigen Nebenarm leichte Bauwerke, sowohl Leitdämme wie Buhnen, hergestellt worden.

Beim Bau der Leitdämme sind zwei verschiedene Bauweisen angewandt, einmal wurde der Leitdamm vom Ufer aus oder von Queranschlüssen, welche, um eine Hinterspülung zu vermeiden, das Bauwerk mit dem Ufer verbanden, in Angriff genommen und ohne Unterbrechung fortgeführt, oder es wurden vom Ufer aus bis zur Achse des herzustellenden Leitdammes in gewissen Abständen Grundschwellen gebaut, zwischen welchen Baggergut abgelagert wurde; diese Grundschwellen wurden allmählich höher gebaut und erst als die Zwischenräume durch die Bodenablagerung bis Niedrigwasserhöhe verlandet waren, wurden die Buhnen, die sodann als blofse Queranschlüsse anzusehen waren, durch den Leitdamm verbunden. Diese Bauweise bietet im Vergleich zur ersteren gröfsere Kostenersparnis, ist aber in solchen Fällen nicht anwendbar, wo es sich um einen raschen Eingriff handelt.

Alle Bauwerke, die Durchschläge sowohl, wie die Leitdämme sind aus Faschinenbusch hergestellt, der zum weitaus gröfsten Teile in Form von Sinkstücken verarbeitet wurde. Die fertigen Sinkstücke für die Leitdämme sind, wo in der Nähe des Bauwerks kein für die Herstellung geeigneter Platz zu gewinnen war, bis zu 10 km weit transportiert worden. Der Transport der etwa 10 bis 15 m breiten und durchschnittlich 20 bis 30 m langen Sinkstücke, die bei etwa 1 m Dicke kaum 0,5 m tief im Wasser schwimmen, machte unter Verwendung kleiner Schleppdampfer keine Schwierigkeit.

In den Leitdämmen sind die unteren Schichten der Sinkstücke durchschnittlich 2 m breiter, als die darauf folgenden, sodafs der Damm an beiden Seiten eine etwa einfache Böschung erhält. Die obersten Schichten sind in der Regel nur 4 bis 5 m breit. Zur Ausgleichung der unregelmäfsigen Oberfläche der einzelnen Sinkstücke sind fortlaufende Schichten aus Packwerk mit starken Flechtzäunen aufgebracht und die Zwischen-

räume dieser Flechtzäune mit Bruchsteinen möglichst dicht ausgefüllt. Während des besonders starken Eisganges des Jahres 1891 haben die sämtlichen Bauwerke keine Beschädigung erfahren, was wohl besonders dem Umstande zuzuschreiben ist, dafs sie durch ihre niedrige Lage, 0,10 bis 0,20 m über Niedrigwasser, vor den Angriffen der Wellen und namentlich der Eisschollen geschützt werden.

Nachstehende Tabelle giebt Aufschlufs über die seit Beginn der Korrektionsarbeiten beschafften Materialien.

Zusammenstellung

der

in den Jahren 1887 bis 1893 verbauten Materialien für Leitdämme, Sperrdämme, Grundschwellen etc.

Jahr.	Faschinenbusch cbm	Pfähle von 6 cm mittl Durchmesser lfd. m	Bruchsteine cbm	Draht kg	Tauwerk kg	Zaunbusch cbm	Weidenbunde 100 Stück
1887	112 700	401 400	2 930	4 550	9 590	1 520	10 770
1888	424 000	1 088 400	18 450	10 090	20 110	720	42 370
1889	438 200	1 128 000	23 660	53 300	27 900	1 320	32 660
1890	375 100	1 015 000	12 950	56 550	21 240	260	16 500
1891	478 200	1 368 400	17 200	118 950	25 060	1 570	9 850
1892	233 000	795 200	9 010	53 840	15 160	1 040	7 540
1893	203 000	703 000	8 770	50 690	13 780	60	5 230
[illegible]	2 264 200	6 499 400	92 970	347 970	132 840	6 490	124 920

Die für diese Materialien bezahlten Durchschnittspreise betrugen:

1 cbm 1,63 M.	100 lfd. m 3,20 M.	1 cbm 7,74 M.	100 kg 18,70 M.	1 kg 0,612 M.	1 cbm 3,50 M.	Stück 0,38 M.

Bei verschiedenen Bauwerken wurde ein Vergleich zwischen den verbauten Materialien und dem kubischen Inhalt des fertigen Bauwerks gemacht. Diese Beobachtungen ergaben, dafs zur Herstellung 1 cbm fertigen Bauwerks im Durchschnitt erforderlich waren:

2,0 cbm	5,8 lfd. m	0,082 cbm	0,34 kg	0,120 kg	—	—

Der in den Jahren 1889/92 besonders starke Verbrauch von Draht erklärt sich dadurch, dafs aus Sparsamkeitsrücksichten und wegen der gröfseren Haltbarkeit der verzinkte Eisendraht vielfach an Stelle der Würste aus ausgesuchtem Faschinenbusch, welcher mit Bindeweiden zusammengebunden wurde, verwandt ist. Unter Berücksichtigung der in obiger Tabelle angegebenen Materialienpreise und des zwischen 2—3 M. pro cbm Bauwerk schwankenden Arbeitslohnes stellt sich der Preis für ein Kubikmeter fertigen Bauwerks auf 6—7 M.

Beschaffung der Geräte. Bei der Beschaffung der Geräte war der Grundgedanke mafsgebend, dafs die Baggerarbeiten in der Hauptsache in Regie auszuführen seien, weil dabei die häufig notwendig werdenden Änderungen in der Disposition, sowie die Bestimmung der Leistung nicht wie bei Unternehmerarbeit in Betracht kommen.

Es wurde angenommen, dafs die Bagger innerhalb 6 Jahren 18 Millionen Kubikmeter beseitigen sollten. Wird mit Berücksichtigung von Eis, Nebel, Stürmen eine

jährliche Betriebszeit von 200 Tagen angenommen, so ergiebt sich die tägliche Leistung zu $\frac{18000000}{200 \cdot 6} = 15000$ cbm.

Wenn auch von vornherein Tag- und Nachtbetrieb angenommen wurde, so konnte wegen der im Betriebe unvermeidlichen Störungen, Verlegen der Geräte, der Anker u. s. w. nur eine Förderdauer von 15 Stunden in Rechnung gebracht werden. Wegen der Reparaturen u. dergl. wurden ferner 10 Prozent Zuschlag angesetzt, sodafs angenommen wurde, es sollten in jeder Stunde 1100 cbm gebaggert werden.

Es wurden demnach für die vier Hauptstrecken

Bremerhaven-Brake	2 Bagger zu je	200 cbm	=	400 cbm,
Brake-Lienen	2 „ „ „	150 „	=	300 „
Lienen-Vegesack	2 „ „ „	100 „	=	200 „
Vegesack-Bremen	2 „ „ „	100 „	=	200 „

also 8 Bagger mit zusammen 1100 cbm stündlicher Leistung erforderlich, während jedoch zu aller Sicherheit die erste Baggerklasse (C.) mit je 250 cbm, die zweite (B.) mit je 180 cbm und die letzte Klasse (A.) mit je 120 cbm stündlicher Leistung in Bestellung gegeben wurden.

Zusammenstellung

der

für die Unterweser-Korrektion beschafften Geräte und Fahrzeuge.

I.

Anzahl.	Klasse.	Abmessungen Länge m	Breite m	Tiefe m	Tiefgang m	Gröfste Baggertiefe m	Eimer Inhalt cbm	Eimer Zahl	Stündliche Leistung cbm	Hauptbetriebe-Maschinen Zahl	Gesamtstärke in indicierten Pferdestärken.
		A. Haupt-Bagger für Arbeiten auf dem offenen Strome.									
1	A.	35,2	7,0	2,9	1,25	7	0,25	34	120	1	70
3	A.	34	6,85	2,8	1,25	7	0,20	33	120	1	70
1	A.	37	6,85	2,8	1,25	9	0,18	37	120	1	70
1	B.	32,8	9,0	3,3	1,50	8	0,30	35	180	1	170
2	C.	42	8,8	3,2	2,00	9	0,44	35	250	1	200
1	F.	27	7,01	2,5	0,86	4,6	0,18	20	65	1	20
		B. Sekundäre Bagger zum Fortschaffen der gebaggerten Erde. 1. Selbständige Apparate.									
1	F. G.	43	6,80	4,0	3,0	10	—	—	70—100	1	300
1	F. G.	24,4	6,80	3,50	1,60	7	—	—	150	1	320
1	G.	25	8,5	2,4	1,05	6	0,085	28	60	2	170
		2. Kombinierte Apparate. Eimerbagger nebst Druckpumpen-Bagger.									
2	F.	33	6,10	2,58	1,2	7	0,317	32	150	2	90
2	G.	24,4	6,80	3,50	1,6	—	—	—	150	1	320

3. Schutenbagger (Eimerkettenbagger).

Derselbe hebt Baggerboden aus Schuten und befördert denselben in Eisenbahnwagen.

II.

Anzahl.	Klasse bezw. Name.	Abmessungen Länge m	Breite m	Tiefe m	Tiefgang m	Geschwindigkeit der Fahrzeuge in Knoten.	Ladefähigkeit. cbm
	C. Fahrzeuge zum Transport der Baggererde.						
	1. Dampfprahme.						
8	D.	36	6,8	2,20	1,5	6	100
4	D.	35	6,8	2,40	1,5	6	100
2	D.	35	7,0	2,35	1,5	6	100
4	E.	45	8,0	3,0	2,0	6	200
4	E.	45	7,9	3,0	2,0	6	200
	2. Schleppdampfer und geschleppte Prahme.						
2	Nord und Süd	20	5	2,075	1,5	8	—
2	Ost und West	17,2	3,6	2,1	1,4	8	—
1	Pony	15,5	3,4	1,6	1,4	8	—
12	Ohne Klappen	21	4,6	1,6	1,15	—	35
48	Mit Bodenklappen	22	4,8	1,8	1,20	—	40
	D. Bereisungsdampfer und Barkassen.						
1	Tide	26	4,6	2,55	1,4	10	—
1	Dünung	17,5	3,8	2,1	1,5	8	—
2	Woge und Bore	13	3,1	1,6	1,2	8	—
2	Stau und Welle	13	3,1	1,6	1	8	—
2	Ebbe und Flut	11	2,2	1,2	1	8	—
1	Nipp	9,5	2,4	1,4	1	6½	—
1	Spring	9,3	2,2	1,21	1	6½	—
	E. Segelfahrzeuge.						
1	Maus	Segelyacht				—	—
	F. Kohlenhulks.						
12	—	—	—	—	—	—	—

Für den Transport des gebaggerten Bodens sind nur für die oberen Strecken und die kleineren Bagger A. gewöhnliche mit Dampfern zu schleppende Klappenprahme von 40 cbm, für die unteren Strecken und die gröfseren Bagger B. und C. dagegen Dampfprahme von 100 und 200 cbm Tragfähigkeit angenommen. Gleichzeitig mit den zuerst bestellten Baggern wurden nur 12 Schlepp-Prahme, sowie 2 Dampfprahme von 200 cbm und 4 solche von 100 cbm Tragfähigkeit in Bestellung gegeben, um unter Mitbenutzung geliehener älterer Prahme den verhältnismäfsig geringen Baggerbetrieb im Herbst 1887 gerade noch aufrecht erhalten und für die weiter zu beschaffende gröfsere Zahl der Prahme noch Erfahrungen sammeln zu können. Da sich bis Ende 1887 die beschafften Prahme vorzüglich bewährten, wurden weitere 12 Dampfprahme D. von 100 cbm und 4 Dampfprahme E. von 200 cbm beschafft. Von den geschleppten Prahmen wurden zunächst 12, später noch 36 in Submission vergeben. Für das Schleppen dieser Prahme waren bis Ende 1887 angeschafft oder in Bestellung gegeben 2 gröfsere und 3 kleinere Schleppdampfer (darunter ein alter) von etwa 65 bis 190 Pferdekräften und

je etwa 32000—42000 M. Kosten, ferner mufsten für die dienstlichen Wege der bauleitenden Ingenieure, sowie namentlich für die häufigen Peilungen 9 Dampfbarkassen angeschafft werden. Je nach den verschiedenen Strecken sind dieselben mehr oder weniger seetüchtig und tiefgehend. Für die zahlreichen Fahrten des Oberbaudirektors und seines Assistenten, sowie für gelegentliche Reisen der Deputation wurde schon im Winter 1886 ein Bereisungsdampfer bestellt. Die Zusammenstellungen auf S. 54 und 55 geben eine Übersicht über die verschiedenen für die Unterweser-Korrektion beschafften Geräte und Fahrzeuge.

Zur Durchführung des Tag- und Nachtbetriebes wurden die Bagger und Fahrzeuge mit doppelter Mannschaft besetzt. Ferner erhielten alle Bagger elektrische Beleuchtung und auf den Wasserflächen, wo die Transportfahrzeuge verkehrten, wurden kleine Leuchtbojen, die, aus zwei durch einen Holzrahmen zusammengekuppelten Tonnen billig hergestellt, in einem leichten eisernen Gestänge eine Laterne trugen, zur Bezeichnung der Fahrrinne ausgelegt.

Die Baggerarbeiten in der eigentlichen freien Stromrinne wurden durch die Hauptbagger von der Klasse A. bis C. (s. Zusammenstellung I.) ausgeführt. Das Baggergut brachte man mit den Dampfprahmen und den geschleppten Prahmen möglichst auf die Ablagerungsstellen selbst und schüttete es dort mittels der Bodenklappen jener Prahme aus. Wo aber, wie oben erwähnt, jene Flächen allmählich zu seicht wurden, konnten die Prahme bei Niedrigwasser nicht mehr verwendet werden, weil sie öfter festsafsen oder durch Warten auf höheres Wasser nützliche Zeit verloren.

Um trotz dieser Schwierigkeit die Baggererde ohne Zeitverlust und billig zu beseitigen, sind im dritten Betriebsjahre 1890 zwei Arten sekundärer Bagger und zwar die unter 1. und 2. der Zusammenstellung genannten selbstständigen und kombinierten Apparate eingeführt worden, welche an geeigneten Stellen des Ufers liegen und das durch die Prahme zugeführte und ausgestürzte Baggergut wieder heben und durch bewegliche Rohrleitungen einige hundert Meter (im Durchschnitt 4 bis 500 m) weit fortschwemmen. Diese beiden Arten sekundärer Bagger unterscheiden sich dadurch, dafs bei den selbständigen Apparaten der Hebe- und der Schwemmapparat auf einem Schiff untergebracht sind, während bei den kombinierten Apparaten Hebeapparat und Schwemmapparat auf getrennten Schiffen aufgestellt sind. Die beiden F. G.-Bagger sind sogenannte Saug- und Druckbagger, d. h. das Baggergut wird mit Hilfe eines auf den Grund reichenden Saugrohres durch ein und dieselbe Kreiselpumpe gehoben und fortgeschwemmt, bei dem unter B. 1. genannten G.-Bagger wird das Baggergut durch Eimer gehoben und unmittelbar der Kreiselpumpe zugeführt. Bei der zweiten Art, den kombinierten Apparaten, sind der Hebeapparat, ein Eimerbagger, und der Schwemmapparat, ein Kreiselpumpenbagger, auf getrennten Schiffskörpern untergebracht und werden zusammengekuppelt. Die Trennung des Hebeapparates von dem Schwemmapparat macht es möglich, falls der eine oder der andere Teil betriebsunfähig wird, den anderen zu verwerten derart, dafs man, falls der Eimerbagger aus dem Betriebe scheiden mufs, den Schwemmapparat mit einem andern Eimerbagger zusammenkuppeln, oder, wenn der Schwemmapparat betriebsunfähig wird, den Eimerbagger zu Baggerungen im offenen Strome verwenden kann, in welchem Falle er dann das Baggergut in Transportfahrzeuge ausschüttet. Die Fortbewegung des etwa im Verhältnis von 1 zu 9 mit Wasser verdünnten Bodens geschieht bei beiden Arten durch eine grofse Kreiselpumpe mit horizontaler Achse.

Obgleich die zuletzt beschriebenen sekundären Bagger in der Anschaffung teurer sind und umständlicher scheinen, arbeiten sie doch billiger, als die Saug- und Druck-

bagger, da auf unebenem Grunde das Saugrohr nicht gleichmäfsig arbeitet, vielmehr sehr oft zuviel Wasser aufsaugt. Hingegen ist die Arbeit der Eimerbagger, welche wegen der vollständigen Auflockerung des kurz vorher ausgeschütteten Bodens nur leichter Eimer und Ketten bedürfen, viel gleichmäfsiger, und die Leistung der Kreiselpumpe, welche den weitaus stärkeren Teil des kombinierten Apparates ausmacht, wird wesentlich erhöht. Die kombinierten Apparate sind auch zu unmittelbaren Baggerungen dicht am Ufer entlang, namentlich in Nebenarmen benutzt worden, wo das Baggergut gleich in der Nähe abgelagert werden konnte.

Eine der gröfsten Schwierigkeiten für den Betrieb der Schwemmbagger bestand in der Beschaffenheit desjenigen Stückes der Rohrleitung, welches zwischen dem fortwährend seine Lage verändernden Baggerschiffe und dem auf dem Lande festliegenden Ende der Rohrleitung schwimmt. Während für die letztere Strecke einfache gerade Flanschrohre aus Eisenblech (3 mm stark, 0,50 m im Lichten weit und 6 m lang) nebst einigen Kniestücken genügten, mufste jene Strecke der Rohrleitung durch besondere Gelenkstücke genügend biegsam gemacht und aufserdem bei unaufhörlich wechselndem Wasserstande schwimmend erhalten werden. Die Biegsamkeit wurde nach mehrfachen Versuchen durch Einschaltung kurzer Verbindungsstücke zwischen den einzelnen Rohren erreicht; diese biegsamen Verbindungsstücke bestehen aus einem starken Lederschlauche, der gegen äufsere Angriffe durch ein kettenpanzerartiges Stahldrahtgeflecht mit eisernen Versteifungsringen geschützt ist. Zum Schwimmen des Rohres dienen paarweise durch Holzrahmen gekuppelte Cylinder aus Eisenblech von der Länge der geraden Rohrstücke. An den Enden der Holzrahmen sind eiserne Bügel als Buffer angebracht, damit die biegsamen Zwischenstücke durch Wellenbewegung und dergleichen nicht zu sehr verbogen werden. Bei niedrigem Wasserstande liegt ein Teil des bei höherem Wasserstande schwimmenden Rohres auf der Uferböschung.

Je weiter die Korrektion fortschritt, desto wichtiger wurde der Betrieb dieser sekundären Bagger, weil die Wassertiefe über den aufzulandenden Flächen fortwährend abnahm.

Leistung der Geräte bis 31. März 1893. Seit Beginn der Korrektionsarbeiten bis zum 31. März 1893 sind im ganzen 18888000 cbm gebaggert und zwar in Regie 18010000 cbm, durch Unternehmer 878000 cbm. Von der Gesamtmasse sind 17571000 cbm aus dem auszubildenden Strombett, 99000 cbm unterhalb Bremerhaven (vergl. weiter unten Korrektion der Aufsenweser), die übrigen 1218000 cbm aus den Nebenarmen, Sieltiefen, sowie zur Herstellung von Löschhäfen, vor Hafenanlagen (bei Nordenham u. s. w.) gebaggert worden.

Von der Gesamtmasse 18888000 cbm sind transportiert durch

D.-Prahme	5882000 cbm,
E.-Prahme	5968000 „
Geschleppte Prahme	5671000 „
Von den sekundären Baggern sind aus dem Strom und bei der Herstellung von Löschhäfen gehoben und direkt abgelagert	1367000 „
	18888000 cbm.

Von den durch die Dampfprahme und geschleppten Prahme transportierten 17521000 cbm sind 2931000 cbm den unter B. 1. und 2. genannten sekundären Baggern zugeführt und von diesen wieder gehoben und seitlich abgelagert. 14146000 cbm wurden

von den Prahmen in den Nebenarmen, hinter den Leitdämmen u. s. w. direkt abgelagert. 444000 cbm wurden dem unter B. 3. genannten, beim Bau des Freihafens in Bremen beschafften und später von der Deputation für die Unterweser-Korrektion übernommenen Schutenbagger zugeführt und von diesem in Eisenbahnwagen gehoben und zur Aufhöhung von Ländereien nördlich vom Freihafen verwendet. Im Jahre 1893 werden voraussichtlich 3250000 cbm aus dem auszubildenden Strombett gebaggert werden. Bei der Herstellung des Durchstichs der Langen Bucht sind rund 2000000 cbm bewegt worden, welche in obiger Zusammenstellung nicht berücksichtigt sind.

Korrektion der Aufsenweser. Erst im Jahre 1891, nachdem die Unterweser zwischen Bremen und Bremerhaven zum Teil korrigiert war, wurde von den Staaten Preufsen, Oldenburg und Bremen das vom Oberbaudirektor Franzius aufgestellte Projekt einer Verbesserung der Aufsenweser, d. h. der Weserstrecke unterhalb Bremerhaven, zur gemeinschaftlichen Ausführung angenommen. Dasselbe bezweckt die Beseitigung einer Barre, welche die Folge einer seit etwa 30 Jahren bestehenden, schliefslich etwa 11 km langen Spaltung des Stromes ist.

Diese Korrektion besteht im wesentlichen in der Anlegung zweier Leitdämme, wovon zunächst der linksseitige in etwa 7 km Länge in den Jahren 1891 und 1892 ausgeführt wurde. Derselbe beginnt bei der vorspringenden Ecke bei Blexen und soll soweit als nötig nach unten in fast gerader Linie fortgeführt werden. Ob und wieweit er mit dem linksseitigen Ufer, einem zwischen Niedrig- und Hochwasser liegenden Sandfelde, durch Querdämme verbunden wird, ist noch unbestimmt, da dort kleinere Fahrzeuge Interesse an der Offenhaltung einer Fahrrinne haben.

Im Jahre 1893 ist aufserdem am rechten Ufer zwischen den Ortschaften Imsum und Schottwarden ein Leitdammstück von 1,6 km Länge, durch welches eine übermäfsige Verbreiterung des Stromes beseitigt wird, gebaut worden. Die Verbreiterung verursachte eine Schwächung der Stromkraft und damit eine Verschlechterung des Fahrwassers, die nur durch Einschränkung des Flusses in ähnlicher Weise, wie es durch den bereits erwähnten Leitdamm am linken Ufer geschah, dauernd verhindert werden kann.

Nachdem der linksseitige Leitdamm in 5 km Länge während der Monate April bis September 1891 hergestellt worden war, zeigte sich sofort auf der Barre über etwa 1 qkm Oberfläche eine durchschnittliche Zunahme der Tiefe um 0,3 m, und nach weiteren 6 Monaten um 0,5 m. Die Zunahme in der eigentlichen Fahrrinne war im Herbst 1892 bis auf 2,50 m gestiegen. Um die Wirkung des Stromes auf diese Barre zu unterstützen, und namentlich die durch die Stromkraft hergestellte tiefe Rinne zu begradigen, sind im Sommer 1892 Baggerungen ausgeführt worden.

Kostenangabe. Dem Projekte für die Korrektion der Unterweser lag die folgende Kostenberechnung zu Grunde:

1. Für Landankauf und Entschädigungen . . .	495000 M.
2. Für Grab- und Baggerarbeit nebst Transport (31000000 cbm)	23641212 „
3. Für Korrektionswerke	2748860 „
4. Für Nebenanlagen	950000 „
5. Für Bauverwaltung und Unvorhergesehenes .	2164328 „
	30000000 M.

Die Kosten der Korrektion der Aufsenweser sind auf rund 3000000 M. veranschlagt.

Bei einzelnen dieser Beträge stellten sich nicht unwesentliche Änderungen ein. Namentlich wurde Punkt 4 ganz bedeutend überschritten, während bei Punkt 2 infolge des niedrigen Einheitspreises für die Bodenbewegung bedeutende Ersparnisse erzielt wurden.

Bis 31. März 1893 waren für die Unterweser verausgabt rund 23429200 M., die sich wie folgt verteilen:

1. Für Landankauf und Entschädigungen . . .	161700	M.
2. Für Grab- und Baggerarbeiten nebst Transport	13373700	"
3. Für Korrektionswerke	5372000	"
4. Für Nebenanlagen	2789300	"
5. Für Bauverwaltung	1732500	"
	23429200	M.

Diesen Ausgaben stehen als Einnahmen aus Pachten, Sandabgabe an Private, Verkauf alter Materialien u. s. w. 336200 M. gegenüber, sodafs die Gesamtausgaben aus dem Fonds für die Korrektion der Unterweser bis zum 31. März 1893 sich auf 23093000 M. belaufen.

Die Kosten für die Korrektion der Aufsenweser betrugen bis 31. März 1893:

1. Materialien, Löhne etc.	1480500	M.
2. Anteil an Verwaltungskosten	114200	"
3. Für Baggerungen	91800	"
Zusammen . .	1686500	M.

Die Ausgaben für das Jahr 1893/94 werden für die Unterweser-Korrektion etwa 3500000 M., für die Aufsenweser-Korrektion etwa 500000 M. betragen.

Erfolg der Korrektion. Die nutzbare Fahrtiefe von Bremerhaven bis Bremen Stadt war im Jahre 1886 vor Vollendung des Durchstichs der Langen Bucht 2,75 m und nach Vollendung des Durchstichs 3 m.

Dieselbe betrug:

am Ende der Jahre	1888	1889	1890	1891	1892
	3,50	4,00	4,30	4,60	4,80 m

und wird am Ende des Baujahres 1893 5,00 m betragen.

Der Einflufs der durch die Korrektion der Unterweser erreichten Zunahme in der Fahrwassertiefe drückt sich am besten in der Zunahme des Verkehrs in der Stadt Bremen aus.

Es sind aus See an die Stadt gekommen:

	Seedampfer.	Raumgehalt Reg.-T. netto.	Durchschnitts-Raumgehalt Reg.-T. netto.
1887/88	149	34217	230
1888/89	150	33499	223
1889/90	225	62385	277
1890/91	244	76870	315
1891/92	413	196071	475
1892/93	519	291581	562

Das gröfste beladene Schiff, welches bis Ende 1892 an die Stadt gelangte, war der Dampfer des Norddeutschen Lloyd „Hannover“ mit 1933 Reg.-T. netto.

Im Herbst 1893 kamen die beiden Dampfer des Norddeutschen Lloyd „Roland“ und „Pfalz“, ersterer von der Linie Bremen Stadt-New-York, letzterer von der Linie Bremen Stadt-La Plata, an die Stadt. Ersterer hat einen Raumgehalt von 2613, letzterer einen solchen von 2584 Reg.-T. netto.

Litteratur.

Voruntersuchungen. Allgemeines.

Tide und Tiden-Spülung nebst Bemerkungen über Strommündungs-Korrektionen in Grofsbritannien. Engineer 1882, Juli, S. 6 u. 51.

Ebbe und Flut in den Flüssen und der Mascaret. Ann. des ponts et chaussées 1884, II. S. 674.

Unwin. Die Bewegung des Wassers im Flutgebiete eines Flusses. Tijdschr van het kon. inst. van ingenieurs 18⁸⁴/₈₅, II. S. 115 nach Engineer 1883, Jan., S. 66.

Von der Fortpflanzung der Flut in die Kanäle und Flüsse. Génie civil 1885, S. 196.

v. Horn. Verbesserungen in der Konstruktion der Korrektionswerke im Flutgebiete. Wochenbl. f. Baukunde 1885, S. 245—248.

Hoech. Die Bedeutung des Schlicks für Stromregulierungen im Flutgebiete. Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 110. — Deutsche Bauz. 1886, S. 55.

Die Erbauung von Buhnen zu Regulierungszwecken kann nur in schlickreichen Teilen des Flutgebiets und nur dann empfohlen werden, wenn die Streichlinie tiefes Wasser trifft und weit vor dem festen Ufer liegt.

Die Mündungs-Sturzwelle (Mascaret) im Flutgebiet der Seine. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 127, vergl. auch 1884, S. 404.

Strombeobachtungen (namentlich Geschwindigkeitsmessungen) in den Mündungen der Weser und Elbe. Ann. d. Hydrographie 1888, S. 461.

Opel. Bestimmung der Stromquerschnitte im Flutgebiete (namentlich der Unterelbe und der Unterweser). Deutsche Bauz. 1888, S. 529, 542 u. 550.

Strömung und Salzgehalt der Elbe bei Cuxhaven. Zeitschr. f. Bauw. 1888.

Abbildungen: Stromgeschwindigkeiten. Specifisches Gewicht des Wassers u. a.

Verbesserung von Hafenbarren. Journ of the Franklin Inst. 1889, Okt. S. 294—297.

Barren an den Mündungen grofser Tide-Ströme (Entstehung und Beseitigung). Iron 1890, S. 115.

Über die Bildung von Barren und Sandbänken in Flufsmündungen. Ann. f. Gew. u. Bauw. 1890, II. S. 114.

Besprechung einer Schrift von Wheeler über diesen Gegenstand.

Gang der Flutwelle in Flüssen und Meerbusen. Journ. of the Franklin Inst. 1891, Aug., S. 101—111.

Auf Grund von Beobachtungen werden der Hochwasserquerschnitt einer Flufsstelle, der mittlere Flutwechsel daselbst und die Fläche des oberhalb liegenden Flutgebiets zu einander in rechnerische Beziehung gebracht.

Verhandlungen der allgemeinen und Abteilungs-Sitzungen. III. internationaler Binnenschiffahrts-Kongrefs zu Frankfurt a. M. 1888 (Frankfurt a. M. 1889). Über Flufsmündungen, deren Schiffbarmachung und Erhaltung s. S. 164 u. 321. Hierzu Vorberichte von L. Franzius und Osborne Reynolds.

Fourth international congress on inland navigation. Manchester 1890. Papers of Vernon-Harcourt, Wheeler and O. Reynolds on the principles of improving tidal rivers.

Procès-verbaux des séances des sections du Vᵐᵉ congrès international de navigation intérieure. Paris 1892. 4ᵉ Section. Voies navigables dans leur partie maritime.

Aufser den in Obigem bereits erwähnten (nicht im Buchhandel befindlichen) Vorberichten sind auch solche über die Schelde, die Wolga und den Tajo erstattet und mit zahlreichen Abbildungen begleitet. Der Vorbericht von Vernon-Harcourt, auf welchen im Text mehrfach verwiesen ist, sei hier nochmals erwähnt. Derselbe enthält auch Mitteilung über die bislang wenig bekannten Mündungen des Usk und Ribble und über die vom Verfasser angestellten Experimental-Untersuchungen der durch Leitdämme in Mündungsgebieten hervorgebrachten Wirkungen.

Ausführungen.

Deutschland. Donauländer. Holland. Belgien.

Elbe (Durchstiche oberhalb Hamburg). Centralbl. der Bauverw. 1882, S. 477—480.

Bei diesen Arbeiten hat es sich im wesentlichen um eine Verkürzung der Norder-Elbe gehandelt, welche den Zweck hat, eine Begegnung der daselbst auftretenden Flutwelle mit der Flutwelle der kürzeren Süder-Elbe am oberen Trennungspunkt beider Arme herbeizuführen. Abbildungen: Lageplan und Querschnitte der Durchstiche. Querschnitte der Sperrdämme der Norder-Elbe und der Doven-Elbe.

Donau (Sulina-Mündung) s. S. 85.

Leba (Die Festlegung der Leba-Mündung). Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 58 u. ff.

Abbildungen: Umgebung des Leba-Sees und der Leba-Mündung. Die Leba-Mündung i. J. 1855. Querschnitte und Längenprofile. Lageplan der neuen Mündung. Einzelheiten.

Maas (Neuer Wasserweg nach Rotterdam) s. S. 46.

Pregel (Wasserstrafse zwischen Königsberg und Pillau). Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1884, S. 442—444. — (Gutachten der Akademie des Bauwesens.) Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 285. Ann. f. Gew. u. Bauw. 1884, Sept., S. 111. — (Bedeutung dieser Wasserstrafse.) Rigaische Industrie-Zeitung 1884, S. 133—135.

Frühling. Denkschrift über die Herstellung einer vertieften Wasserstrafse zwischen Königsberg i. Pr. und Pillau. Königsberg 1884. (Abbildungen: Lageplan des Frischen Haffs zwischen Königsberg und Pillau mit den Projekten zur Herstellung einer neuen Wasserstrafse. Karte des Hinterlandes von Königsberg.)

(Stand der Angelegenheit.) Deutsche Bauz. 1889, S. 86.

Schelde. Allgem. Bauz. 1887, S. 69 u. 74.

Weichsel (Die Regulierung des unteren Laufs der Weichsel). Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 82; daselbst S. 207. — Deutsche Bauz. 1888, S. 133.

Die betreffenden Entwürfe werden hier wegen der Beziehungen zwischen der Weichsel- und Nogat-Regulierung und den Schiffahrtsverhältnissen bei Danzig und Pillau erwähnt.

Weichsel (Der Dünen-Durchbruch bei Neufähr i. J. 1840 und die Entwickelung der neuen Weichselmündung von 1840—1890). Zeitschr. f. Bauw. 1892. (Lierau.)

Abbildungen: Übersichtsplan vom Jahre 1840. Die Gestaltung der neuen Mündung in 15 verschiedenen Jahren.

(Eisverhältnisse der Danziger Bucht und der unteren Weichsel.) Ann. d. Hydrogr. 1891, S. 278—289.

Weser s. S. 48.

Frankreich. England. Sonstige europäische Staaten.

Clyde. Ann. industr. 1886, Mai, S. 685—687. — Proceedings of the inst. of mechanical engineers 1887, Aug., S. 347 u. 402. — Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1887, S. 300.

Düna. Rigaische Industr.-Ztg. 1884, S. 85 u. 98; daselbst 1887, Heft 9, S. 97—102; 1891, Heft 5, S. 49—53.

Garonne s. S. 45.

Loire (Sandbänke zwischen der See und St. Nazaire). Nouv. ann. de la constr. 1885, S. 27. — Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1887 in „Strom- und Hafenbau in Nord-Frankreich."

Abbildungen: Lageplan der Loire zwischen La Martinière, Nantes und St. Nazaire. Querprofile. Flutkurven.

Mersey s. S. 42, Rhone s. S. 39, Seine s. S. 44, Tees s. S. 41, Tyne s. S. 40.

Amerika.

Columbia-Strom, Oregon U. S. (Bau eines Paralleldammes). Centralbl. d. Bauverw. 1892, S. 105 mit Abbildungen.

Lagoa dos Patos, Brasilien (Verbesserung der Barre am Rio Grande do Sul). Deutsche Bauz. 1887, S. 213.

Abbildungen: Rio Grande und Umgebung. Lageplan der Barre. Querprofil der Hafendämme.

Mississippi s. S. 38.

Ausführliche Mitteilungen, namentlich über die französische und englische Litteratur findet man in: Catalogue des publications parues sur la navigation intérieure. Paris 1892. V. Amélioration des fleuves dans leur partie maritime.

E. Seehäfen.

Von

Ludwig Franzius.

I. Seehafen in Stadt Bremen.*)

Die im vorstehenden Abschnitte hinsichtlich der Ausführung, sowie im XIX. Kapitel des dritten Bandes des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften hinsichtlich der Projektierung beschriebene Korrektion der Unterweser, welche zwar erst im Jahre 1888 begonnen wurde, aber schon drei Jahre vorher vom Staate Bremen beschlossen war, konnte diesen allein ermutigen, trotz seiner grofsen Hafenanlagen in Bremerhaven auch in der Stadt Bremen einen gröfseren Hafen für Seeschiffe anzulegen. Die bisherigen Hafenanlagen in der Stadt Bremen, welche zum Teil aus Figur 1, Tafel II zu ersehen sind, genügten nur für den Verkehr mit kleineren, bis etwa 2,75 m tief gehenden Seeschiffen und namentlich mit den Leichterfahrzeugen, welche aus den grofsen Seeschiffen in Bremerhaven ihre Ladung erhalten und dieselbe teils mit Segeln, teils mit Hilfe von Schleppdampfern die Weser hinauf bis an die Stadt bringen.

Da ferner zum 1. Oktober 1888 das bis dahin vom deutschen Zollgebiete ausgeschlossen gewesene Gebiet des Bremischen Staates (ebenso wie in Hamburg) jenem angeschlossen werden mufste, so entstand für Bremen die Notwendigkeit, den neu anzulegenden Hafen als zollfreien Hafen oder als sogenannten Freibezirk zu gestalten, um in seinem eigenartigen Handelsbetriebe möglichst wenig gestört zu werden. Es sei hier z. B. kurz erwähnt, dafs der zunächst nach Bremen eingeführte Tabak nicht eben vorzugsweise in Deutschland verbraucht, sondern grofsenteils nach anderen Ländern von Bremen wieder ausgeführt wird. Die Einrichtung eines solchen Freihafens bedingt

---

*) Litteratur. (Bollwerk an der kleinen Weser.) Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 96—98. — Deutsche Bauz. 1885, S. 157. — Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 456 u. 465. — Wochenbl. f. Baukunde 1886, S. 17. — Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 362.

(Ufermauer des neuen Freihafens; Frostrisse). Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 94. — Deutsche Bauz. 1888, S. 123.

Neue Hafenanlagen zu Bremen von L. Franzius, unter Mitwirkung verschiedener Fachgenossen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 37, 187, 266, 422.

Abbildungen: Lagepläne der Unterweser-Korrektion und der Häfen der Unterweser. Lageplan des Hafens zu Bremen. Kaimauer. Kaischuppen und Speicher. Verwaltungs- und Maschinengebäude. Brücken und Eisenbahn-Oberbau. Maschinen. Uferkran und Speicherkran. Landevorrichtung. Holzschuppen. Schwimmdock. Baumaschinen. Verschiedene Betriebsgegenstände.

Génie civil 1890, S. 117, 179. — Nouv. ann. de la constr. 1891, S. 145 u. 161, mit Abbildungen nach Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889.

völlige zollsichere Abschliefsung des ganzen Hafengebietes durch Mauern oder Gitter u. s. w. vom sogenannten Zoll-Inlandsgebiet und sorgfältige Bewachung aller Ausgänge. Die beladenen Schiffe gelangen unter Zollkontrolle von der See bis in den Hafen und ebenso wieder zurück, werden aber im Hafen selbst nicht weiter von der Zollbehörde beachtet. Nur alles vom Hafen in das Zoll-Inland gehende Gut wird bei dem Verlassen des Freibezirks verzollt.

Als geeignetster Platz für den Hafen konnte nur das auf dem rechtsseitigen Weserufer belegene, fast ganz unbebaute Areal in Frage kommen, welches zugleich den Vorzug guten Untergrundes bot und endlich ermöglichte, dafs die Einfahrt in einer sanften Bucht und thunlichst weit flufsabwärts liegt. Letzterer Umstand ist wegen der am oberen Ende des Korrektionsgebietes mit besonderer Mühe zu erhaltenden gröfseren Tiefe der Weser von Wichtigkeit, indem daselbst die Wirkung der Flut auf die Erhaltung der Tiefe gänzlich verschwindet und die letztere lediglich von den jährlichen Baggerungen abhängt. Endlich bot auch der gewählte Platz die gröfste Ausdehnungsfähigkeit des Hafens, indem das rechtsseitige Weserufer in ansehnlicher Tiefe und flufsabwärts in grofser Ausdehnung unbebaut ist. Während das eigentliche Freihafengebiet zunächst mit rund 100 ha in Anspruch genommen wurde, mufste schon im Jahre 1889, also sofort nach der Vollendung des zollfreien Hafens, ein fast ebenso grofses Areal erworben werden, um darauf den im Zollgebiet liegenden, aus F. 1, T. II ersichtlichen Hafen für Holz und Fabriken anzulegen, dessen Eisenbahnverbindung mit der des ersteren zusammen von der die Weser kreuzenden Hauptbahn Bremen-Oldenburg abzweigt. Eine spätere Verbindung mit der Bahn Bremen-Geestemünde ist vorbehalten.

Die allgemeine Anordnung des Hafens war durch die längliche Form des Platzes gegeben, nämlich als ein einziges grofses, über 2000 m langes Becken mit beiderseitiger, nahezu symmetrischer Anlage von Gleisen und Strafsen, Schuppen und Speichern. Am oberen Ende spitzt sich das Ganze zusammen zu einem einzigen Gleise der Verbindungsbahn, während am unteren Ende die Einfahrt nur 60 m oder die Hälfte der normalen Breite des Beckens von 120 m zur Breite hat, um möglichst vor Sandablagerungen aus der Weser geschützt zu sein.

Obgleich zwischen höchstem und niedrigstem Wasser ein Höhenunterschied von etwa 7 m besteht, so mufste doch ein offener Hafen einem Schleusenhafen vorgezogen werden, weil wegen der langen Dauer der Wasserstände in der Weser und wegen des durchlässigen Sandbodens ein Schleusenhafen in seinem Wasserspiegel durchaus nicht unabhängig von der Weser geblieben sein, sondern einen Wechsel von etwa 4 m gezeigt haben würde.

Aus Figur 1, Tafel III geht die allgemeine Anordnung der einzelnen Bauten hervor, welche auf Grund sehr eingehender Untersuchungen von der Absicht ausgeht, die Güter möglichst rasch aus dem Schiff in breite Schuppen zu bringen, um dort zunächst die nötige Trennung, Sortierung, Besichtigung auf Qualität, Herstellung und Änderung der Verpackung, Wägung, Markierung u. s. w. derselben vorzunehmen. Erst aus diesem Durchgangsschuppen gelangt das Gut entweder mit Landfuhrwerk in die Privatspeicher der Stadt (ein Teil dieser Speicher steht unter Zollkontrolle als sogenannte Freiläger) oder mit Eisenbahnwagen ins Binnenland oder mittels beider vorgenannter Arten von Fuhrwerk, sogar unter Umständen direkt mittels der Strafsenkrane (s. weiter unten) in die Speicher des Freibezirks. Diese letzteren Speicher stehen daher sämtlich hinter den Schuppen und zwar von diesen durch eine rund 20 m breite Strafse nebst Doppelgleisen getrennt. Sie dienen zur beliebig langen Lagerung der Güter und sind gröfsten-

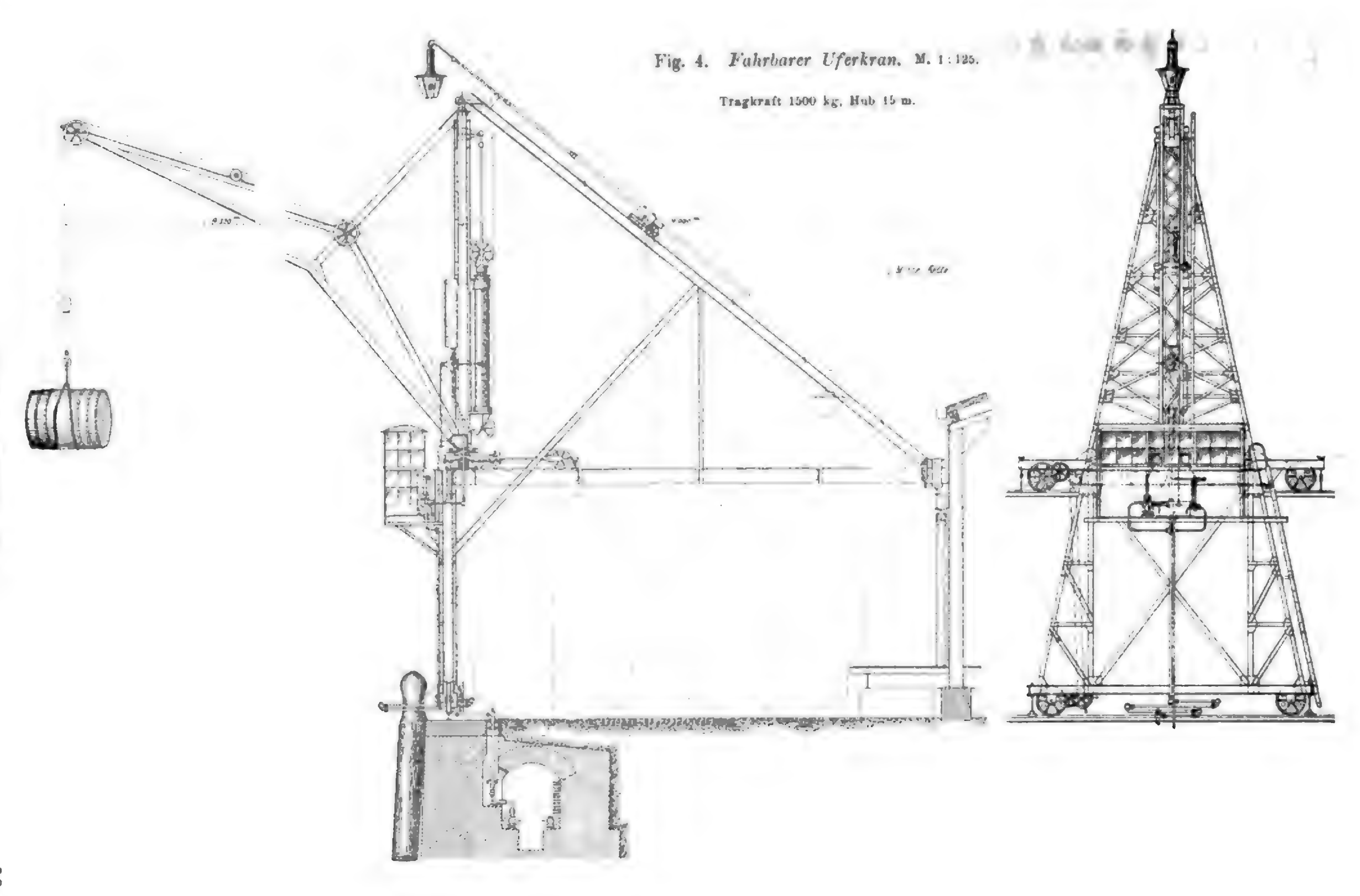


Fig. 4. *Fahrbarer Uferkran.* M. 1:125.

Tragkraft 1500 kg. Hub 15 m.

teils in einzelne, feuersicher getrennte Abteilungen zerlegt, welche von bestimmten Privaten auf längere Zeit gemietet werden. Wo genügende Breite, wie auf dem nordöstlichen Ufer, vorhanden war, konnte hinter der ersten Reihe Speicher eine zweite erbaut werden, welche ebenso gut wie die vordere zugänglich ist.

Krane. Um bei der grofsen Länge des Hafens überall mindestens doppelte Gleise mit den nötigen Weichenverbindungen erhalten zu können, und andererseits den Kranbetrieb zwischen Schiff und Schuppen u. s. w. so vollkommen wie möglich zu erhalten, ist für die als hydraulisch und transportabel angenommenen Krane eine besondere neue Form zu schaffen gewesen. Die bisherigen beweglichen Druckwasser-Krane boten nach dem zuerst in Antwerpen, Amsterdam, Tilbury Docks u. s. w. angewandten Typus in ihrer Gestalt nur den Durchgang für ein Gleis, erschwerten also beliebige Weichenverbindung für zwei Gleise, somit einen unabhängigen Betrieb für die Wagen und die Krane. Durch die vom Civil-Ingenieur Neukirch erfundenen und speciell zunächst für den Hafen in Bremen projektierten Krane, bei welchen nach Fig. 4 nur die Vorderkante des Gestells auf der Kaiwand, die Hinterkante aber auf der Wand der Schuppen und zwar mittels Räder und Schienen läuft, wurde die zweckmäfsigste Lösung der Aufgabe ermöglicht. Es gestattet diese jetzt in vielen anderen Häfen nachgeahmte Anordnung, bei vollem und rücksichtslosem Betrieb sämtlicher Uferkrane, die beiden Ufergleise mit ganzen Zügen zu befahren und an jeder beliebigen Stelle einzelne Wagen einzustellen oder herauszunehmen.*)

Auf der Strafse zwischen Schuppen und Speicher stehen in der Mittellinie ähnliche, aber feste Krane, welche durch ihren Betrieb den Verkehr des Landfuhrwerks und der Eisenbahnwagen ebenfalls in keiner Weise hindern. Es sei hier noch bemerkt, dafs einzelne der beweglichen Krane dort, wo kein Schuppen neben der Ufermauer vorhanden ist, auch mit ihrer Hinterkante auf tiefliegenden Schienen laufen und dafs dieselbe Grundform auch für mehr als zwei Gleise den Durchgang freihalten kann.

Schuppen. Die gröfstenteils 40 m breiten Schuppen (s. F. 6—10, T. III) sind an ihrer Vorderseite ganz mit abwechselnd übereinandergreifenden, aus verzinktem Wellblech gebildeten Schiebethoren versehen, sodafs bei der Beweglichkeit der Krane an jeder Stelle eines Schiffes, z. B. aus mehreren Luken gleichzeitig, gelöscht werden kann. Der Schuppen ist also nach der Wasserseite hin völlig zu öffnen und zu verschliefsen. An der Landseite korrespondieren nur bestimmte Thüren mit den Öffnungen der Speicher und den zwischen je zwei solcher Öffnungen stehenden Strafsenkranen.

Die Schuppen sind ringsum mit Ladebühnen umgeben, welche an der Wasserseite 2,3 m, an den Landseiten nur 2,15 m breit sind. Um den Verkehr des Landfuhrwerks von dem Verkehr der Eisenbahngleise thunlichst zu trennen, haben die Schuppen von der Strafse her zugängliche geräumige Höfe oder Unterfahrten, welche gestatten, dafs etwa neun Wagen gleichzeitig von dem in Ladebühnenhöhe liegenden Boden des Schuppens in bequemster Weise Güter erhalten. Nebenbei dienen auch die Stirnseiten der Schuppen für den Verkehr mit Landfuhrwerk. Nach einem Brande, welcher einen dieser Schuppen in kurzer Zeit völlig zerstörte, sind in dem wieder aufgebauten Schuppen zwei Brandmauern angebracht.

---

*) Vergl. Hebewerke mit Druckwasser-Betrieb für die Freihäfen in Bremen und Hamburg. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1890, S. 869, 898 und

Die elastischen Verschiebungen der Gestelle einhüftiger Portalkrane. Daselbst 1891, S. 582—585 (Hübner).

Speicher. In den Speichern (F. 1—3), deren verschiedene Böden zwar zum Teil von den Strafsenkranen direkt bedient werden, befindet sich an jedem Eingange ein für zwei Abteilungen dienender hydraulischer Aufzug mit Plattform, sowie an der Hinterseite eine einfache hydraulische Winde. Hinter den Speichern folgen noch verschiedene Gleise, von denen, ähnlich wie bei den Schuppen, das nächstliegende als Ladegleis, das zweite als Fahrgleis benutzt wird, während die übrigen Gleise dem sonstigen Eisenbahnbetrieb zu dienen haben.

Am Kopfende des Hafens, wo der Raum für regelmäfsige Schuppen und Speicher nicht vorhanden war, wurde auf der linken Seite eine Reparaturwerkstätte für Eisenbahnwagen und Rangierlokomotiven, eine Station für Feuerwehr und dergl. mehr eingerichtet, während auf der rechten geräumigeren Seite offene und bedeckte Lager für sogenannte Edelhölzer (z. B. Cedern, Teak, Mahagoni) Platz gefunden haben. Dieselben sind mit zahlreichen schmalspurigen Gleisen durchzogen und mit besonderen Kranen (in den Schuppen hochliegende Laufkrane), Waagen u. s. w. ausgestattet (F. 4 u. 5, T. III).

Am unteren Ende des Hafens, wo zu beiden Seiten die sämtlichen Gleise in Rangierköpfen auslaufen, ist links ein Platz für Schiffsreparatur (in Verbindung mit der aufserhalb des Hafens liegenden Maschinenfabrik und Werft „Weser") hergestellt, vor welchem im Hafenbecken ein grofses zweiteiliges Schwimmdock liegt. Die gegenüberliegende Seite ist für Kohlenverladezwecke eingerichtet. Insbesondere dient dazu ein für 15 Tonnen ladende Eisenbahnwagen eingerichteter Kohlenkran, welcher nach Fig. 5 die Wagen möglichst tief über die Schiffe senkt, um die Kohlen zu schonen. Ein grofser Trichter an besonderem Ausleger vermittelt das sanfte Hineinfallen der Kohlen. Die leeren Wagen werden auf einer hydraulischen Plattform unter gleichzeitiger Drehung um etwa 90° gehoben und laufen von einem geneigten Gleise oder Bremsberge nach bestimmten Aufstellgleisen zurück.

Nach dieser übersichtlichen Beschreibung, in welcher namentlich die gegenseitige Abhängigkeit der einzelnen Teile ersichtlich gemacht werden sollte, möge die Beschreibung einzelner Einzelheiten folgen.

Die Tiefe des Hafenbeckens wurde einstweilen zu 6,8 m unter Bremer Null (= + 2,284 Normal-Null) angenommen, in der Erwartung, dafs das gewöhnliche Niedrigwasser an der Mündung des Hafens in der ersten Zeit nach erfolgter Korrektion der Unterweser nur auf etwa 1,5 m unter Null abfallen werde. Zu dem dabei zunächst vorgesehenen Tiefgang der Schiffe von 5 m ist noch 0,3 m Spielraum hinzugerechnet. Da aber eine spätere Vergröfserung des Tiefgangs der Schiffe durch Erweiterung des Korrektionsplanes, sowie ein demnächstiges tieferes Abfallen des Niedrigwassers nicht ausgeschlossen schien, so wurden die Ufermauern gleich von vornherein für eine Tiefe von rund 8 m angelegt. Auch ist thatsächlich schon im Jahre 1893 die Tiefe bis auf dieses Mafs vergröfsert.

Die Mauern mufsten der höchsten Wasserstände von etwa + 4,2 wegen eine Höhe von + 5 m in der Oberkante, somit eine freie Gesamthöhe von 13 m erhalten. Nach vergleichenden Berechnungen entschied man sich für einen hochliegenden Pfahlrost zur Fundierung der Mauern, eine Anordnung, welche in Kap. XVII des dritten Bandes des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften näher beschrieben ist. Das Eigentümliche derselben (vgl. F. 12, T. V und den Abschnitt F.) besteht in der grofsen Anzahl starker Schrägpfähle und in der Verwendung von festgestampftem Sandbeton als Kern des Mauerwerks, sowie endlich in der Herstellung eines grofsen Hohlraums, der zur Lagerung der Druckwasserrohre und der elektrischen Kabel mit Vorteil benutzt worden ist. Auf der Sohle dieses



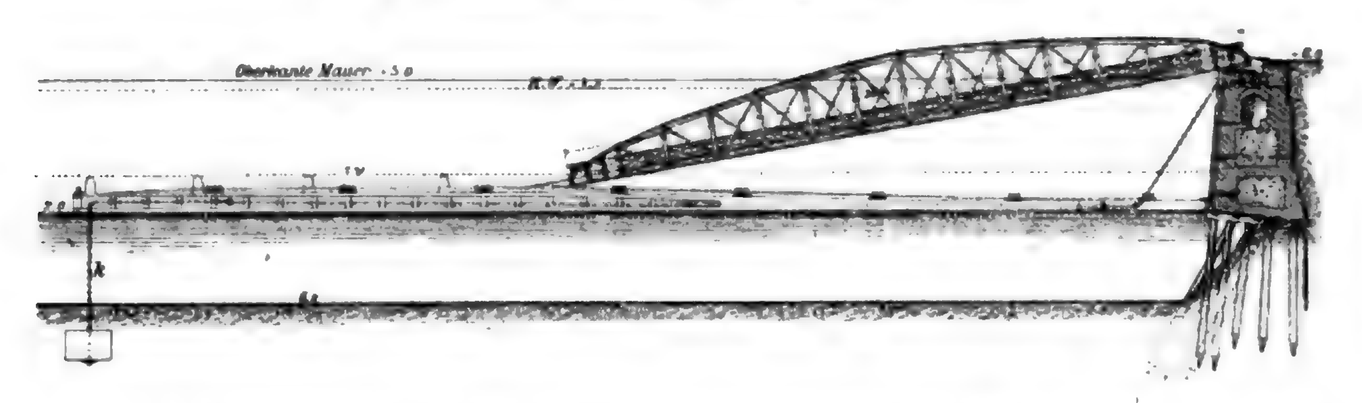
Fig. 5. *Kohlenkran.* M. 1:200

mit zahlreichen Einsteigeschächten und grofsen Endöffnungen versehenen Kanals befindet sich eine kleine Eisenbahn für den Transport der schweren Rohre u. s. w. Da die Druckrohre im Winter mit warmem Wasser gefüllt werden, um das Gefrieren desselben zu verhindern, so ist der ganze Raum stets ziemlich gleichmäfsig erwärmt. Nur der Teil der Mauern, welcher dem Stromangriff ausgesetzt ist, hat eine Fundierung auf Beton erhalten. Das laufende Meter dieses Teils der Mauer hat 2300 M. gekostet, während der auf Pfahlrost fundierte nur 1300 M. kostete.

Die Ausrüstung der Mauern für die Benutzung besteht in starken, 10 m voneinander entfernten Streichpfählen, welche mit ihrem eisernen Kopf und einer starken Verankerung zugleich zum Vertauen der Schiffe dienen. Auf der Oberfläche der Mauern sind stärkere, in der Vorderfläche in zwei Reihen übereinander schwächere Schiffsringe für die gröfseren bezw. kleineren Schiffe angebracht. Eiserne Steigeleitern in 60 m Abstand, und für Boote massive Treppen in etwa 400 m Abstand erleichtern die Verbindung mit

dem Wasser. Am Hafenkopfe dient hierzu sodann eine gröfsere Anlande-Vorrichtung mit Ponton und Brückenklappe, welche in Fig. 6 dargestellt ist. Das Eigentümliche derselben besteht in der Verankerung mittels zweier, bei *k* gekreuzter und bei jedem Wasserstande gleichmäfsig angespannter Ketten, welche an ihrem vorderen Ende an grofsen eingebaggerten Betonklötzen und an ihrem hinteren Ende hoch an der Mauer verankert sind. Das Ponton wird aufserdem an der Mauer mittels einer an dieser befestigten Gleitschiene und einer um einen senkrechten Bolzen drehbaren Zange geführt und festgehalten. Diese Einrichtung gewährt eine geringe Beweglichkeit des Pontons und daher für die Schiffe ein elastisches Anstofsen.

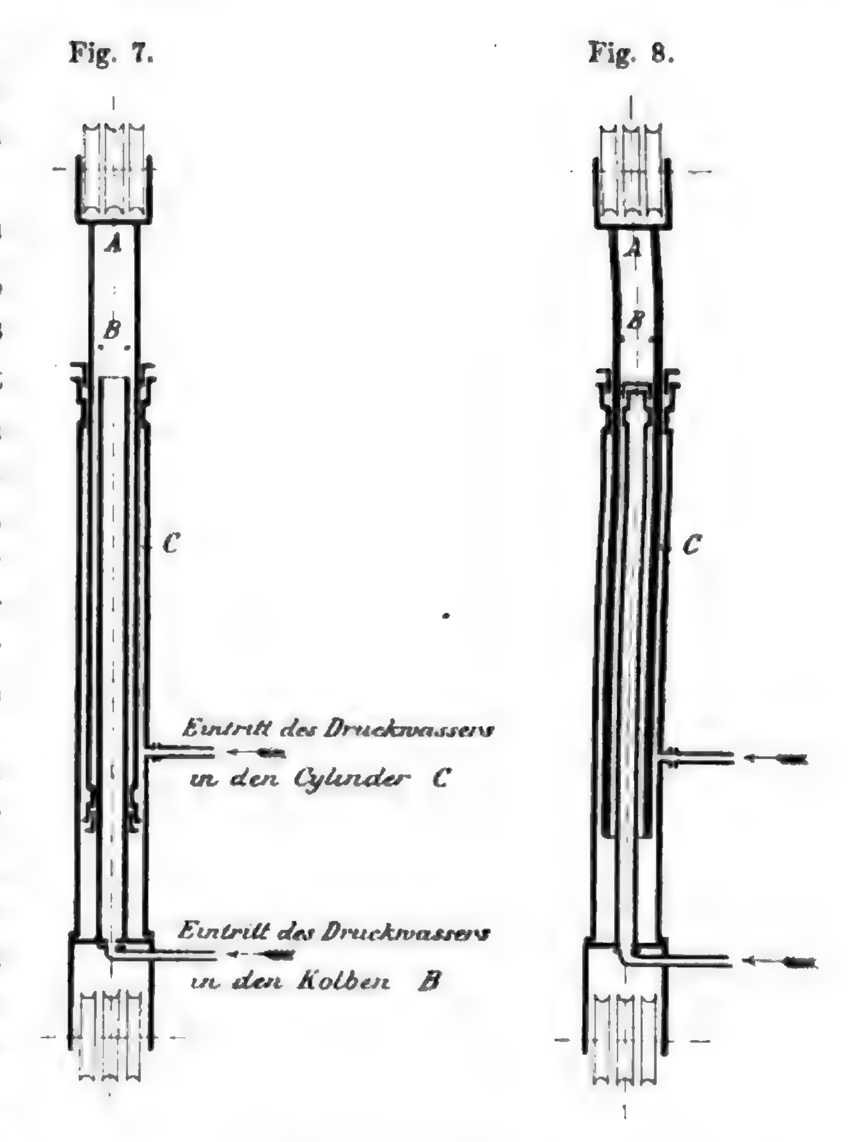
Fig. 6. *Anlande-Vorrichtung (Seitenansicht).* M. 1:500.



Die hydraulische Anlage. Die im Vorstehenden schon erwähnten Hebezeuge und die Windetrommeln werden mittels Druckwasser von 50 Atmosphären Pressung betrieben. Die Druckerzeugung findet in der am Kopfe des Hafenbeckens befindlichen Maschinenstation statt. Zur Zeit (1893) sind drei stehende Dampfpumpmaschinen mit Oberflächen-Kondensation errichtet, von welchen jede bei 60 minutlichen Umdrehungen 100 Pferdestärken leistet und in der Stunde 58 cbm Wasser liefert. In unmittelbarer Nähe der Pumpen haben zwei Gewichtsakkumulatoren von je 950 l Inhalt ihren Standort erhalten. Durch eine Steuervorrichtung reguliert der eine Akkumulator die Umlaufsgeschwindigkeit der Maschinen selbstthätig und derart, dafs dieselbe dem jeweiligen Wasserverbrauch entspricht. Die Druckpumpen entnehmen ihr Wasser aus hochgelegenen Behältern, welche mit dem angewärmten Kühlwasser der Oberflächen-Kondensatoren gespeist werden. Die Hochdruck-Hauptleitung ist durchgehends $12^1/_2$ cm weit, aus Gufseisen und hat eine Länge von rund 6000 m. (Maschinen von G. Luther, Braunschweig.)

Bei allen zur Verwendung gekommenen Hebezeugen bewegt der Arbeitskolben mit umgekehrter sechsfacher Flaschenzugsübersetzung die Last mit sechsfacher Kolbengeschwindigkeit. Bei Anordnung eines einfachen Taucherkolbens ist für jeden Hub eine gleiche Wassermenge erforderlich, weil in jedem Falle die gleiche Kolbenfläche zur Wirkung gelangt, einerlei, ob grofse oder kleine Lasten bewegt werden. Durch Einrichtungen, welche den Wasserverbrauch der Hebewerke nach der Gröfse der Güter zu regeln gestatten, kann eine erhebliche Ersparung von Druckwasser erzielt werden. Hierdurch vermindern sich mit den Betriebskosten (für Kohlen u. s. w.) zugleich die Kosten der Gesamtanlage, weil kleinere Maschinen und Kessel, sowie auch Rohre von geringerer Weite zur Verwendung gelangen können. Der gröfste Teil der Krane, Aufzüge und Winden ist nach dem D. R. P. No. 36580 (Neukirch) mit Einrichtungen für dreifache Lastabstufungen in zwei verschiedenen Ausführungen ausgestattet, s. die Skizzen Fig. 7 und 8. Fig. 8 zeigt die neuere Anordnung, welche gegenüber der älteren

den Vorteil leichterer Entwässerung bietet, weil sämtliche mit Wasser gefüllten Cylinderräume nach unten geöffnet sind.



Der Kolben A habe einen Gesamtquerschnitt von $\frac{a^2 \pi}{4} = f$, dann soll der Querschnitt des Kolbens B sein: $\frac{b^2 \pi}{4} = \frac{f}{3}$. Ist nun das Gewicht einer zu hebenden Last gleich oder kleiner als $^1/_3$ der Maximallast, so genügt es, wenn allein dem Kolben B Druckwasser zugeführt wird. Durch Einlassen des Wassers in den Cylinder C können Güter bis zu $^2/_3$ der Maximallast gehoben werden. Das Wasser wirkt in diesem Falle auf den Ringquerschnitt in der Gröfse von $f - \frac{f}{3} = \frac{2}{3} f$. Bei gröfseren Lasten werden Cylinder C und Kolben B zugleich mit Druckwasser gefüllt. Die Einstellung auf die verschiedenen Laststufen erfolgt durch einen Hahn, welcher vor dem Beginn des Hubes vom Kranführer gedreht wird. Um hierbei von der Zuverlässigkeit des Arbeiters unabhängig zu sein, wird bei einer neuen Anordnung dieser Hahn durch die Last selbstthätig eingestellt; D. R. P. No. 60919 (Neukirch). Die Beschreibung ähnlicher Vorrichtungen, welche auf einigen der neueren Krane, um Druckwasser zu ersparen, Anwendung gefunden haben, würde hier zu weit führen.

Der Anschlufs der fahrbaren Uferkrane an die Druckleitung wird durch Gelenkrohre hergestellt, deren Länge für jeden Kran 5 m beträgt. Die in Aussparungen der Ufermauer befindlichen Anschlufshydranten stehen in Abständen von 10 m, sodafs die Krane beliebig verfahren und in jeder Stellung mit Druckwasser versehen werden können. Auf je 36 m Schuppenlänge entfällt ein Uferkran, welche Verteilung sich im Betriebe bewährt hat.

Die für das Verfahren der Eisenbahnwagen und der beweglichen Krane zwischen den Ufergleisen aufgestellten Spills (Windetrommeln) haben eine Zugkraft von 1000 kg. Durch eingehende Versuche wurde eine zweckentsprechende Verteilung der Spills und der dazu gehörenden Leitrollen ermittelt und die Aufstellung nach Fig. 9 (S. 70) vorgenommen. Wie ersichtlich, ist jedes Spill mit zwei Leitrollen ausgestattet und bedient ein Feld von 150 m Länge. Die zur Verwendung kommenden Hanfseile sind 120 m lang.

Die in den Speichern befindlichen Winden und Aufzüge haben durchweg eine Hubkraft von 1500 kg. Die Schachtöffnungen der letzteren sind mit Sicherheitsthüren versehen, welche nur dann sich öffnen lassen, wenn der Fahrkorb vor der betreffenden Thür angekommen ist, und bei welchen der Fahrkorb erst nach dem Schliefsen der Thür in Bewegung gesetzt werden kann; D. R. P. No. 59873 (Janssen).

Fig. 9. *Verteilung der hydraulischen Spills.* M. 1:2000.



Sp Spill. *L* Leitrolle.

Nachstehende Tabelle giebt eine Übersicht über die zur Zeit (1893) im Freibezirk zu Bremen im Betriebe befindlichen, mit Druckwasser betriebenen Maschinen:

40	fahrbare Uferkrane	1500	kg	Hubkraft
7	„ „	2400	„	„
2	feste „	1500	„	„
1	fester Uferkran	4000	„	„
1	„ „	10000	„	„
18	feste und 2 fahrbare Speicherkrane . .	1500	„	„
22	Speicherwinden	1500	„	„
28	Speicheraufzüge	1500	„	„
2	Aufzüge	1000	„	„
15	Spills	1000	„	Zugkraft
2	„	6000	„	„
2	Druckwassermotoren für Ventilation.			
2	Krane für Kohlenverladung, davon:			
	1 Kran	26000	„	Hubkraft
	1 „	6000	„	„
1	Bühne zum Drehen und Heben leerer Eisenbahnwagen	10000	„	„
1	Presse für Baumwollballen u. s. w. . .	80000	„	Druckkraft.

Im ganzen 146 einzelne Maschinen mit Druckwasser.

Es sind ferner 34 Strahlapparate für Feuerlöschzwecke an die Druckleitung angeschlossen; vergl. weiter unten Hamburg S. 79 und 80.

Das verbrauchte Druckwasser wird entweder den Strafsenkanälen oder dem Hafenbecken zugeführt. Von der Verwendung einer Rücklaufleitung nach der Maschinenstation wurde abgesehen, weil wegen der Nähe des Hafens die Beschaffung genügender Wassermengen für die Pumpmaschinen keine Schwierigkeit bietet. Die Verwendung frostsicherer Flüssigkeiten ist nicht erforderlich, denn die Erwärmung des Druckwassers in den Kondensatoren der Druckpumpen ist nahezu ausreichend, um selbst bei strenger Kälte das Einfrieren der arbeitenden Hebezeuge zu verhindern. Bei andauernd strengem Frost wird das Wasser durch Kesseldampf weiter vorgewärmt. Durch eine Rückleitung würden sich die Anlagekosten erheblich vermehrt haben.

Elektrische Beleuchtung. Die Anlagen für die elektrische Beleuchtung waren ursprünglich nach dem Zweileitersystem eingerichtet; bei Gelegenheit einer Erweiterung wurden sie in das Dreileitersystem umgebaut. Zur Zeit sind zwei Dampfmaschinen von je 200 Pferdestärken mit je zwei Dynamo-Maschinen aufgestellt. Eine Akkumulatoren-Batterie von 90 Pferdestärken Leistung versorgt die Anlage während der Zeit des geringeren Verbrauchs mit Strom und unterstützt die Maschinen bei gröfster Stroment-

nahme. Für das Laden der Batterie sind zwei elektrisch betriebene Vorschalt-Dynamomaschinen vorhanden. Bei gleichzeitiger Stromlieferung durch eine Dampfmaschine und die Batterie können rund 3200 Glühlampen von je 16 Kerzen Leuchtkraft brennen. Die Beleuchtung im Freien erfolgt durch Bogenlicht. Die zwischen den Gleisen, auf den Strafsen und Ladeplätzen in einer Höhe von 15 m auf Gittermasten befindlichen Lampen von 12 Ampère haben im allgemeinen einen Abstand von 100 m. An der Wasserseite der Schuppen ist jeder Kran mit einer Bogenlampe ausgestattet, s. Fig. 4, S. 64. Die Zuleitung des Stromes erfolgt durch biegsame Kabel, welche an Stöpsel-Kontakte angeschlossen werden. Diese Kontakte sind an der Schuppenwandung oberhalb der Thüren in Abständen von 10 m angebracht. Im Innern der Schuppen und Speicher kommt nur Glühlicht zur Verwendung derart, dafs auf rund 90 qm Bodenfläche der Schuppen eine Glühlampe entfällt.

2. Bremerhaven.

Die in dem Handbuch der Ingenieurwissenschaften in Kap. XX, S. 263 erwähnten und auf der Tafel X daselbst dargestellten älteren Eingänge der drei Hafenbecken zu Bremerhaven erwiesen sich seit der Verwendung der grofsen Schnelldampfer des Norddeutschen Lloyd (vergl. Abschnitt B. Seeschiffahrt) nicht mehr als ausreichend. Die Kammerschleuse des alten Hafens ist überhaupt nur für kleinere Schiffe brauchbar. Die beiden Schleusen des „Neuen Hafens" und des „Kaiserhafens" von bezw. 21 und 17 m Weite sind einfache Dockschleusen, gestatten also nur kurze Zeit, bei annähernd gleichem Wasserspiegel im Hafenbecken wie auf der dort mit 3,3 m Fluthöhe behafteten Weser, die Durchfahrt. Diese wird aber durch die starke Strömung der Vorhäfen für lange Schiffe ungemein erschwert oder geradezu unmöglich.

Diese Strömung der Vorhäfen, welche für kleinere Schiffe von etwa 100 m Länge noch ganz unschädlich ist, war durch die einmal gewählte parallele Lage der Hafenbecken zur Stromrichtung, sowie durch die quer dazu gerichtete Lage der Vorhäfen bedingt. Um nun hierbei zu verhindern, dafs ein- oder ausfahrende Schiffe zeitweilig zur Hälfte im stillen, zur andern Hälfte in stark strömendem Wasser liegen und dabei mit einem Ende gegen das stromabbelegene Ufer getrieben werden, ist die Mündung der Einfahrt so gekrümmt, dafs das Schiff aufserhalb derselben eine kurze Strecke fast ganz frei von der Strömung liegen oder fahren kann. Namentlich während der Flutzeit ist dies der Fall, weil die Mündung so gekrümmt ist, dafs der Vorhafen und die Schleuse möglichst vor dem Nordwestwinde, als dem stärksten, geschützt liegt.

Unter diesen Verhältnissen mufsten die seit dem Jahre 1888 erbauten etwa 150 m langen Schnelldampfer des Norddeutschen Lloyd entweder auf dem freien Strome aufserhalb des Hafens expediert werden oder, wie seit 1890 geschah, nach dem etwa 7 km oberhalb belegenen oldenburgischen Hafenplatz Nordenham (vergl. Taf. VI, Kap. XIX des Handbuchs) fahren, um dort an einer auf eisernen Pfählen ruhenden Ladebrücke am offenen Strom zu löschen und laden.

Es entschlofs sich daher die Bremische Regierung, eine neue Einfahrt für die gröfsten Dampfer in Bremerhaven zu erbauen und zwar in einer dabei notwendig werdenden Erweiterung des Kaiserhafens. Dieselbe ist in F. 4, T. II dargestellt. Sie besteht in einem fast geradlinigen und nahezu 300 m langen Vorhafen und einer in dessen Verlängerung liegenden grofsen Kammerschleuse, hinter welcher das Hafenbecken in etwa 300 m Länge dieselbe Richtung beizubehalten gestattet. Indem die weiter unten

näher beschriebene Schleuse, welche 200 m Kammerlänge, 28 m Thorweite und 9,5 m Tiefe unter Hochwasser besitzt, für alle grofsen Schiffe genügt und der Vorhafen jederzeit passierbar sein wird, so verspricht die ganze Anlage, für lange Zeit den etwa noch gesteigerten Ansprüchen der Schiffahrt zu genügen.

Die Mündung des Vorhafens ist durch das Vortreten des unteren Molenkopfes, ebenso wie die älteren Vorhäfen, so gestaltet, dafs namentlich bei Flut die Schiffe ganz frei von Strömung ein- und ausfahren können. Aufserdem wird unterhalb des genannten Molenkopfes das Ufer als Aufsenkai in sturmflutfreier Höhe zunächst auf etwa 200 m Länge ausgebaut, um nach Belieben auch für das Anlegen solcher Schiffe zu dienen, welche nicht in das Hafenbecken gelangen wollen oder können. Dieses Ufer kann flufsabwärts fast beliebig verlängert und mit einem Gleise versehen werden, wenn das Bedürfnis dazu herantreten sollte.

Das Hafenbecken gestattet im Innern noch erhebliche Erweiterungen durch seitliche Bassins. Die verschiedenen Eisenbahngleise laufen in östlicher Richtung vom erweiterten Hafenbecken auf einem im Jahre 1891 neu angelegten kleinen Bahnhofe zusammen, welcher im Zuge der zwischen Geestemünde-Bremerhaven und Cuxhafen anzulegenden Eisenbahn liegt.

Am nördlichen Ufer des Hafens wird eine grofse Trockendockanlage entstehen, zu welcher das Deutsche Reich einen entsprechenden Beitrag leistet, um dort nach Bedürfnis auch Kriegsschiffe docken zu können. Sämtliche Anlagen sind zu rund 18 Millionen Mark veranschlagt; sie werden nach den Entwürfen und unter Leitung des Bauinspektor Rudloff erbaut, welcher über die neue Schleuse die nachstehenden Mitteilungen gemacht hat. Der Bau ist in Angriff genommen, die Vollendung wird voraussichtlich bis zum Jahre 1897 erfolgen.

Die neue grofse Kammerschleuse. Diese Schleuse (s. die Figuren 8—10, Tafel IV) erhält, wie bereits erwähnt, eine Kammerlänge von 200 m und eine nutzbare Länge von 215 m. Als lichte Weite am Drempel war, wie bei den auf S. 21 bis 23 besprochenen Kanalschleusen, das Mafs von 25 m vorgesehen, in letzter Stunde wurde dasselbe indessen auf 28 m geändert, nachdem seitens des Hauptinteressenten der Bremerhavener Hafenanlagen, des Norddeutschen Lloyd, darauf hingewiesen worden war, dafs in absehbarer Zeit sehr wohl Schnelldampfer würden entstehen können, für welche eine 25 m breite Schleuse zu schmal sein würde. Man hat dabei Dampfer von 200 m Länge mit einem Verhältnis der Breite zur Länge von 1 : 8, d. h. mit einer Breite von 25 m ins Auge gefafst.

Die Tiefe ist so bemessen, dafs ein in Havarie befindliches, 9,5 m tief gehendes Kriegsschiff auch bei schwachen Tiden in den Hafen einlegen kann.

Die neue Bremerhavener Schleuse unterscheidet sich von den an obengenannter Stelle beschriebenen noch dadurch, dafs von einer Befestigung der Schleusenkammersohle vollständig abgesehen und dafs an Stelle eines Binnenhauptes mit zwei Stemmthoren ein solches mit einem Schiebethore (Schiebeponton) angeordnet worden ist.

Die Befestigung der Schleusenkammersohle konnte unterbleiben, da Quellbildungen in dem undurchlässigen Klaiboden, in welchem die Schleuse steht, nicht zu befürchten sind; die Anordnung eines Schiebepontons für das Binnenhaupt geschah aus folgenden Gründen. Ein Schiebeponton gewährt vor einem Verschlufs mit doppelten Thoren erhebliche Vorteile. Dasselbe war im vorliegenden Falle in der Anlage billiger, da nicht nur der Mauerwerkskörper des Hauptes, sondern auch das Ponton mit seinem Zubehör geringere Kosten verursachen, als die entsprechenden Einrichtungen beim Verschlufs

mit zwei Stemmthoren. Aufserdem erspart man mit dem Ponton die Anlage einer besonderen Brücke über die Schleuse, da dasselbe einen genügend festen Unterbau für eine solche bildet. Schliefslich kam noch zu Gunsten des Pontons in Betracht, dafs dieses sich in leichtester Weise behufs Ausbesserung u. s. w. beseitigen läfst, während bei Stemmthoren diese Arbeiten mit grofsen Umständen und erheblichen Kosten verknüpft sind.

Dem als Nachteil der Schiebeponton-Anlagen bezeichneten Umstand, dafs die Pontonkammern einer starken Verschlickung ausgesetzt seien, glaubte man keine besondere Bedeutung beimessen zu müssen, da der beim Ein- und Ausholen des Pontons innerhalb der Kammer entstehende kräftige Strom eine stete Reinigung derselben bewirkt, der man durch Spüleinrichtungen, sowie mittels Handbaggern leicht nachhelfen kann.*)

Dafs bei den grofsen Vorzügen der Schiebepontons von der Anwendung eines solchen im Aufsenhaupt der Schleuse abgesehen wurde, geschah auf Grund folgender Überlegungen.

Die neue Schleuse soll in der Regel nur zwischen Niedrigwasser und dem Zeitpunkt, an welchem Hafenwasserstand und Weser sich ausgeglichen haben, als Kammerschleuse benutzt werden. Es sollen in diesem Zeitraum die nach aufsen gehenden Schnelldampfer und sonstige besonders tiefgehende Schiffe durch die Schleuse gelegt werden, damit sie rechtzeitig die etwa 10 km unterhalb Bremerhaven gelegene Barre passieren können. Während der eigentlichen Schleusenzeit aber, d. h. von dem Augenblick an, wo im Hafen und in der Weser gleicher Wasserstand eingetreten ist, bis dahin, wo das Wasser wieder zu fallen anfängt — diese Zeit dauert durchschnittlich 2½ Stunden — soll die Schleuse offen stehen und allen einkommenden und den kleineren ausgehenden Schiffen eine ungehinderte Fahrt gestatten.

Da nun aber bei Springtiden ein kräftiger Strom durch die Schleusen in das hinter ihr gelegene, etwa 20 ha grofse Kaiserhafen-Bassin eindringen wird, welcher bei südlichen Winden durch das Aufstauen des Wassers auf der Bremerhavener Seite eine nicht unerhebliche Verstärkung erfährt, so können unter Umständen, unterstützt durch Wellenschlag und durch die Stofskraft des Windes, seitliche Kräfte gegen die in Bewegung befindlichen hohen Verschlufsvorrichtungen wirken, gegen welche das aus einem Stück hergestellte und nur an einer Seite eingeklemmte Schiebeponton nicht die Sicherheit gewährt, wie eine Verschlufsvorrichtung mittels kräftig gestützter Thore.

Die Schleusenkammer erhält eine Breite von 45 m, damit gröfste Passagierdampfer in ihr zur Reise fertig gemacht und dabei aus Leichtern beladen werden können. Ihre Mauern, welche die Umlaufkanäle der Schleusen enthalten, sind wie die Vorhafenmauern auf Pfahlrost fundiert, welcher die Eigentümlichkeit hat, dafs man senkrecht stehende Pfähle ganz vermieden hat, indem die 1,25 m voneinander entfernten Pfahlreihen abwechselnd nach vorn und hinten geneigt sind. Diese Anordnung bringt eine günstige Verteilung der Kräfte auf die Pfähle mit sich; ein anderer Vorteil ist aber der, dafs die Pfahlspitzen weniger nahe aneinander zu stehen kommen, und dafs man infolge dessen die Pfähle tiefer in den festen Baugrund eintreiben kann, weil die Verdichtung des Bodens sich über eine gröfsere Fläche erstreckt, mithin geringer ausfällt, als bei der Anordnung senkrechter Pfähle.

Die Thore werden aus Eisen konstruiert und mittels geprefsten Wassers in Bewegung gesetzt. Aus den bei Besprechung der Holtenauer Schleuse erwähnten Gründen (S. 22) wird dem Wasser freier Ein- und Austritt in die oberen Teile der Thore gestattet werden.

*) Über Schiebethore vergl. auch Abschnitt F.

3. Hamburg.*)

Der Hafen von Hamburg, der gröfste auf dem europäischen Kontinent, verdankt seine Bedeutung in erster Linie den beiden günstigen Umständen, dafs die Elbe schon seit Jahrhunderten bei Hamburg den Seeschiffen und Flufsschiffen den Austausch der Güter gestattet und dafs sie durch ihre Lage zu Deutschland dem Hafen stets ein grofses natürliches Hinterland sicherte.

Ein Teil der Stadt Hamburg war dabei von einem Netz von kleineren Wasserläufen, den sogenannten Fleeten, durchzogen, welche für kleine, flachbodige Fahrzeuge, Schuten, von etwa 20—25 t Tragfähigkeit, zugänglich waren und an ihren Ufern die zahlreichen Privatspeicher hatten. Die Schuten vermittelten vorzugsweise den Verkehr zwischen den verschiedenen Schiffsarten, sowie zwischen Schiff und Speicher, wobei die Schiffe selbst reihenweise auf dem offenen Strom lagen und ihre Befestigung hauptsächlich durch Dükdalben erhielten.

Diese ursprünglichen Einrichtungen mufsten jedoch mit der steigenden Entwickelung des Eisenbahnverkehrs verlassen werden. Es wurde deshalb in den Jahren 1862 bis 1866 unter Leitung des damaligen Wasserbaudirektors Dalmann zunächst der Sandthorhafen in planmäfsiger Weise mit regelmäfsigen Ufern, dahinterliegenden Eisenbahngleisen, fahrbaren Kranen und geräumigen Schuppen erbaut. An diesen Hafenteil schlofs sich bald der daneben liegende Grasbrook-Hafen und später der Baakenhafen an. Alle diese Hafenteile standen mit den nach Köln, Hannover, Berlin, Lübeck und über Altona nach dem Norden führenden Eisenbahnen in Verbindung. Auch für den Verkehr zwischen Flufsschiff und Eisenbahn wurden ähnliche Anlagen neben dem sogenannten Pariser Bahnhofe eingerichtet.

Freihafen. Die gröfste Umwandlung erfuhr aber der Hafen und die Einrichtung der Speicher infolge des i. J. 1888 durchgeführten Anschlusses Hamburgs an das deutsche Zollgebiet und der Ausscheidung eines besonderen als Freihafen dienenden Teiles von Hamburg von diesem Gebiete. Es verloren dadurch der gröfste Teil der in der Stadt belegenen Speicher ihre Bedeutung und ihren Wert, indem sie entweder nur noch als Speicher für bereits verzollte Güter oder als zollamtlich beaufsichtigte sogenannte Konten-

---

*) Litteratur. Deutsche Bauz. 1884, S. 97 und S. 457 mit Abbildungen der Ufermauern.

Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1886, S. 115—128.

Abbildungen: Plan des Hafens vor der Umgestaltung. Die neuen Hafenanlagen. Dampframmen.

De ingenieur 1887, S. 81—85.

(Schlufssteinlegung.) Deutsche Bauz. 1888, S. 535.

(Verkehrswege im Freihafenbezirk.) Deutsche Bauz. 1888, S. 259.

Ann. f. Gew. u. Bauw. 1889, I. S. 13—15. — De ingenieur 1890, S. 450—452. — Ann. f. Gew. u. Bauw. 1890, I. S. 193, 213.

Hamburg und seine Bauten, herausgegeben vom Architekten- und Ingenieur-Verein zu Hamburg. Hamburg 1890.

Zahlreiche Abbildungen: Speicherbauten im Freihafen nebst Einzelheiten. Zollgrenze und Zollgebäude. Hafen und Kaianlagen am rechten und linken Elbufer. Werften. Bagger. Hafenbauten in Altona. Karten der Unterelbe, Buhnen und Uferwerke. Übersichtsplan der Deiche und Deichprofile.

(Kai-Anlagen am Baakenhafen.) Deutsche Bauz. 1891, S. 309.

Plan des Hamburger Hafens 1891/93 auf Basis amtlicher Pläne. Hamburg. L. Friederichsen u. Co. M. 1:10000.

läger benutzt werden konnten. Die nicht unerheblichen Kosten dieser Beaufsichtigung fallen den betreffenden Speicherbesitzern zur Last.

Es ergab sich daher für Hamburg (so ähnlich auch für Bremen und Lübeck) die Notwendigkeit, im Freihafengebiet eine für den Handel ausreichende Zahl neuer Speicher zu errichten, in welchen die unverzollten Güter bis zu ihrer Wiederausfuhr nach dem Ausland oder ihrer Einfuhr in das Zollvereins-Inland lagern und nach Bedarf zu ihrer Erhaltung und etwaiger Verbesserung bearbeitet werden können, ohne einer Zollkontrolle unterworfen zu sein.

War also schon früher durch die nötige Verbindung mit der Eisenbahn die Schaffung besonderer, mit Gleisen und Strafsen eingefafster Hafenbecken erforderlich geworden, so wurde dies bei der Ausbildung des Freihafens in noch höherem Grade der Fall.

Um für den ganzen Freihafen Platz zu gewinnen, wurde eine Fläche von rund 1000 ha aus dem bisherigen Hamburgischen Gebiete ausgeschieden*), welche wegen der noch geringen städtischen Bebauung vorwiegend auf dem linken Ufer der Elbe liegt.

Linkes Ufer. Auf dem linken Ufer wurden bis zu dem am 1. Oktober 1888 erfolgten Zollanschlusse Hamburgs im wesentlichen die zwei grofsen Becken des Oberländer-Hafens und des Segelschiffhafens erbaut, deren Mündungen mit möglichst spitzem Winkel nach unten gerichtet mit dem freien Strome zusammentreffen. Der Segelschiffhafen mit einem für 150 t Tragkraft eingerichteten Riesenkran hat eine Kailänge von 3199 m und 40591 qm überdachten Lagerraum. Seitdem ist bereits die Ausführung zweier neuer Becken für See- und Flufsschiffe erforderlich geworden, deren gemeinsame Mündung zwischen der des Segelschiffhafens und des Petroleumhafens liegt. Von dem vorhin genannten Oberländer-Hafen zieht sich ein für Flufsschiffe fahrbarer und zum Teil bereits als Hafenbecken erbreiterter Kanal die südliche Zollgrenze entlang bis in den zwischen dem kleinen Grasbrook und dem Steinwärder in die Norderelbe einmündenden Elbarm „Reiherstieg“, welcher als ein Nebenarm die Süderelbe bei Harburg mit der Norderelbe bei Hamburg verbindet, während die Hauptverbindung beider Arme etwas weiter abwärts Altona gegenüberliegt und der Köhlbrand genannt wird.

Die genannten Flächen kl. Grasbrook und Steinwärder sind mit tiefen Kanälen durchschnitten und dienen vorzugsweise als Gebiet für solche Industriezweige, welche innerhalb des Freihafens zulässig erachtet wurden. Es sind dies namentlich die zwei grofsen Schiffsbauanstalten „Reiherstieg“-Schiffswerft und Schiffsbauwerft Blohm & Vofs.

Von den Hafenanlagen giebt der Querschnitt Fig. 10, S. 76 die wesentlichste Einrichtung. Neben den Ufermauern liegen zwei Eisenbahngleise, über welche hinüber nach der zuerst in Bremen angewandten, von F. Neukirch erfundenen Anordnung bewegliche Uferkrane zwischen Schiff und Schuppen den Ladebetrieb versehen, ohne den Eisenbahnbetrieb zu stören. Die Breite der Hafenbecken ist verschieden und am bedeutendsten im Segelschiffhafen.**) Dieser ist im Mittel 255 m breit und enthält zwei Reihen von Dükdalben, neben welchen auch in der Mitte des Beckens zahlreiche Segelschiffe liegen und auf Flufsschiffe, Schuten u. s. w. ihre Ladung abgeben können, eine Einrichtung, welche für Segelschiffe mehr Bedeutung hat, als für die rascher zu expedierenden Dampfer, die nur an Ufermauern mit Kranen rasch genug zu bedienen sind.

---

*) Vergl. T. X, F. 1 der 3. Abteilung dritten Bandes des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften, woselbst die rechtsseitige Zollgrenze angegeben ist.

**) Querschnitte des Segelschiffhafens und des Oberländer-Hafens s. „Hamburg und seine Bauten“, S. 432 u. 442.

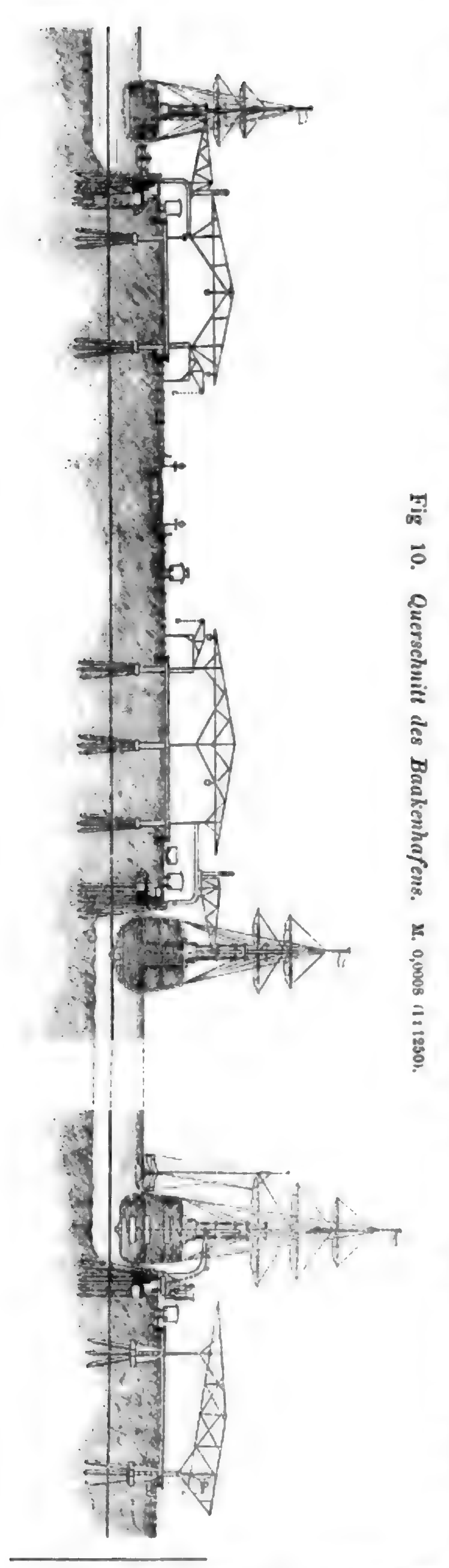


Fig 10. *Querschnitt des Baakenhafens.* M. 0,0008 (1:1250).

Rechtes Ufer. Auf dem rechten Ufer der Elbe handelte es sich bei dort schon vorhandenen und gut ausgestatteten Hafenbecken, welche mit dem neuen, erst im Jahre 1888 vollendeten Baakenhafen im ganzen 8396 m Kailänge und 135046 qm Schuppen bieten, im wesentlichen um Schaffung grofser Speicheranlagen und um Herstellung einer Schiffahrtsverbindung zwischen der Elbe unterhalb und oberhalb des Freihafengebiets. Für die Speicher diente die zwischen Sandthorhafen und dem ehemaligen Binnenhafen liegende Fläche, welche in ihrer Längenrichtung mit einem 25 m breiten und nur 2,25 m unter Niedrigwasser tiefen, also vorzugsweise nur für Schuten fahrbaren Kanal durchzogen ist; auf den beiden Ufern dieses Kanals stehen die Speicher. Jenseits dieser läuft auf beiden Seiten eine Strafse mit den nötigen Eisenbahngleisen. Während die südliche Strafse durch die Gleise und Schuppen des Sandthorhafens begrenzt wird, ist die nördliche auf der den Speichern gegenüberliegenden Seite mit sogenannten Abfertigungsschuppen versehen, welche den Zweck haben, Güter, nachdem sie verzollt sind, aus dem Freihafen in die auf dem zum Zoll-Inland gehörenden „Zollkanal" schwimmenden Schuten zu befördern.

Um eine Umgürtung des ganzen Freihafengebiets mit einem schiffbaren Kanal zu erreichen, mufste unter Benutzung der Wasserflächen des ehemaligen Binnenhafens und des Oberhafens der Zollkanal durch frühere Häuserkomplexe mittels eines etwa 200 m breiten Durchbruchs hindurchgeführt werden. An seinem unteren Ende ist derselbe von der zum Freihafen gehörenden Fläche der Elbe durch Dükdalben und schwimmende Barrieren abgegrenzt. Sein linksseitiges Ufer dient, wie oben erwähnt, an verschiedenen Stellen zur Anbringung von Zoll-Abfertigungsstellen der verschiedensten Art, und bildet übrigens einen Teil der Zollgrenze. Eine eigentümliche Art solcher Abfertigungsschuppen ist in Fig. 11 dargestellt, wobei ein im Dachgespärre eingebauter, vom Schuppen mit Wendeltreppe zugänglicher Wachtgang sich längs der ganzen Schuppenreihe hinzieht, und die Zollwächter selbst den ganzen, durch weit ausladende elektrische Lampen erhellten Zollkanal übersehen können, ohne selbst gesehen zu werden.*)

*) Die Textfiguren 11—17 sind dem Werke „Hamburg und seine Bauten" mit Genehmigung der Verfasser desselben entnommen.

Fig. 11 *a* u. *b*. *Abfertigungsschuppen am Zollkanal.*

Fig. 11 *a*.

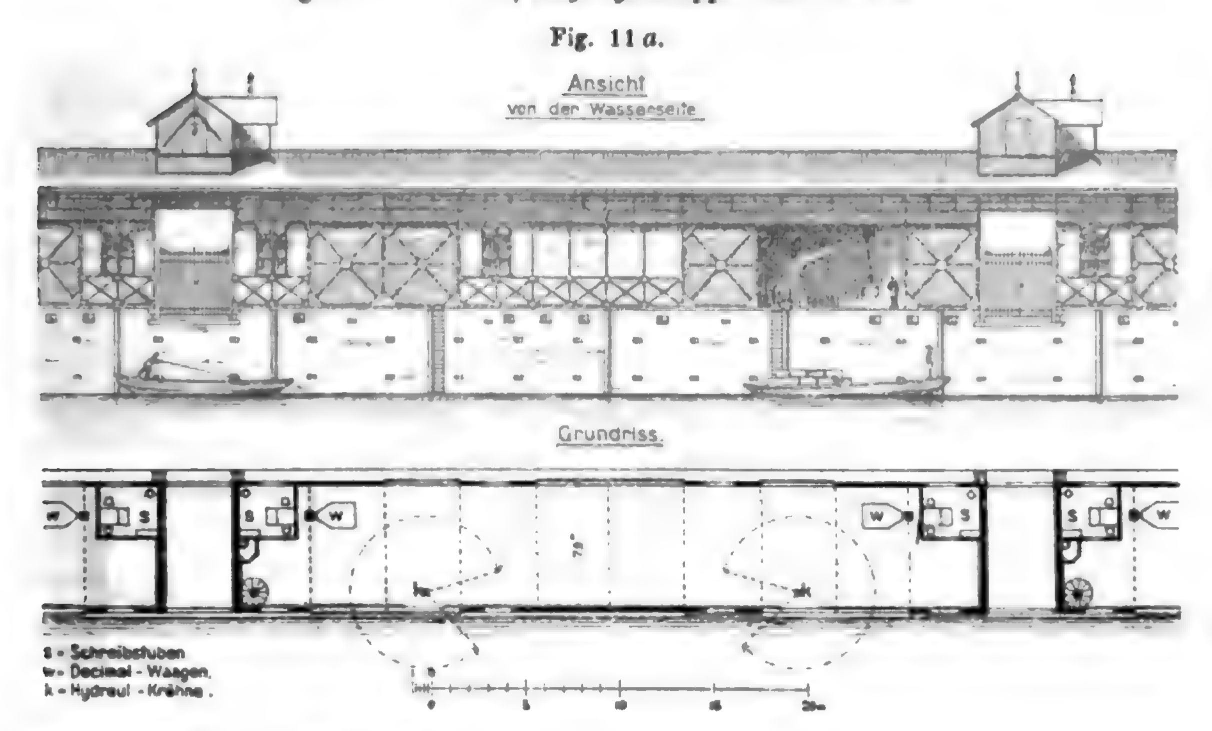
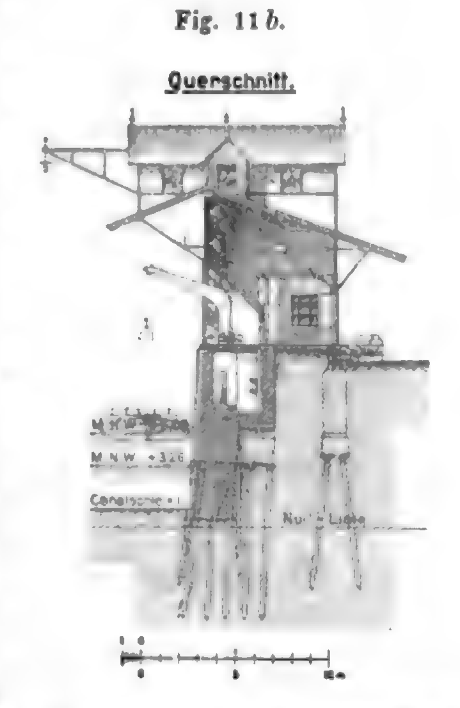


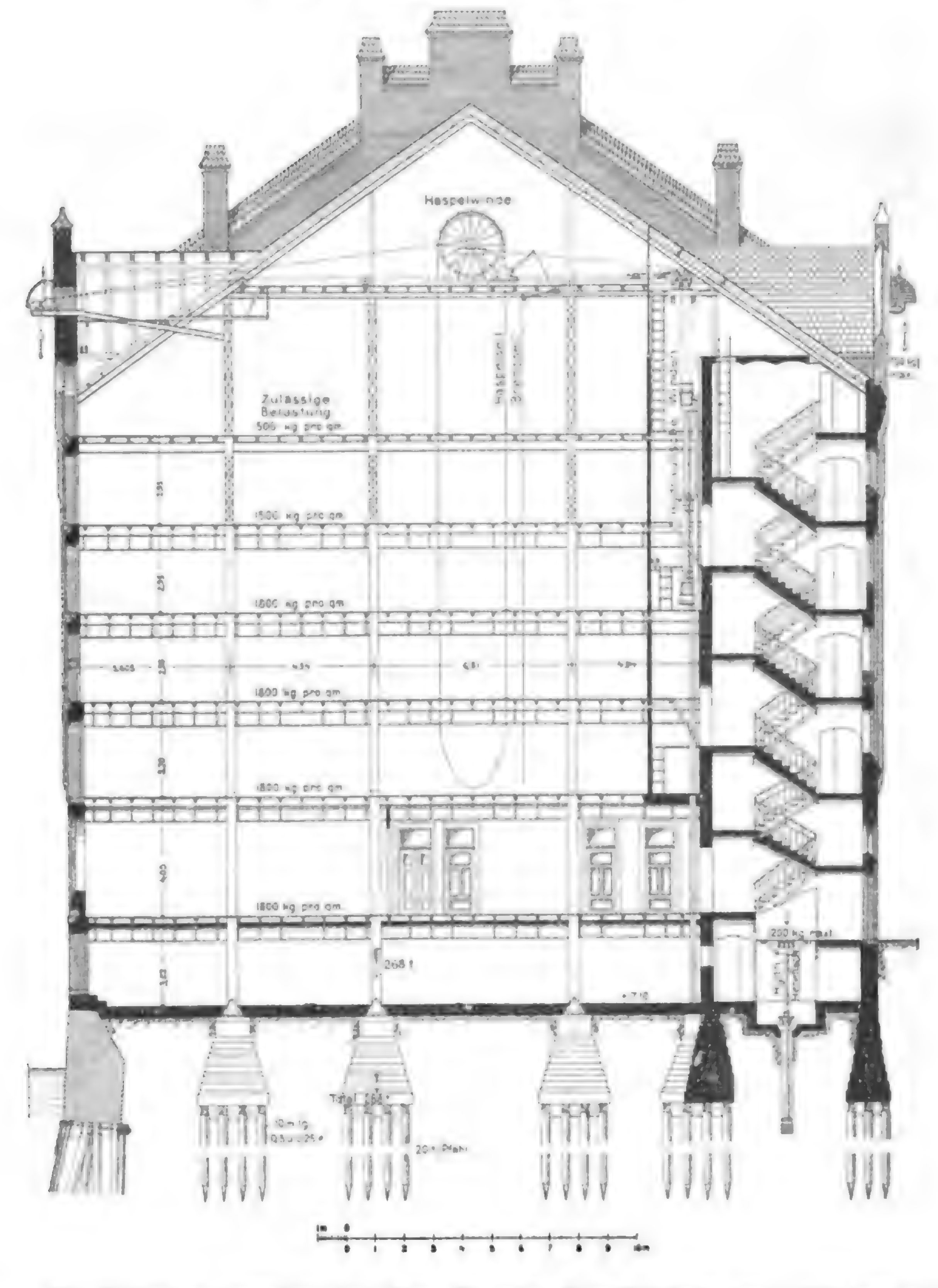
Fig. 11 *b*.



Die bis 1889 ausgeführten Freihafenspeicher besitzen 36450 qm Gesamtgrundfläche und waren zum gröfsten Teil einer zu diesem Zweck gegründeten Aktiengesellschaft, der Hamburger Lagerhausgesellschaft, unter Aufsicht und Mitwirkung der betreffenden Staatsbauverwaltung zur Ausführung überwiesen. Der Staat hatte den Baugrund vorbereitet und die Ufermauern hergestellt und geniefst ein Anteil an dem Reingewinn aus dem Betriebe der Speicher. Einzelne Speicher sind ferner von Privaten gebaut und endlich hat der Staat selbst zwei grofse Speicher errichtet, in welchen u. a. eine Postanstalt, Zollabfertigung und namentlich die Maschinenstation für die hydraulische Kraft und die elektrische Beleuchtung des gesamten Speichergebietes untergebracht sind.

Die meisten der Speicher haben 28 m Tiefe, ihre bebaute Fläche beträgt 36451 qm, während ihre Lagerräume 200667, ihre Kontorräume 23048 und die sonstigen Räume 25402 qm enthalten. Fig. 12, S. 78 giebt von der allgemeinen Anordnung eines dieser Speicher ein Bild. Hervorzuheben ist, dafs sämtliche Speicher bei tiefliegendem festem Untergrunde auf Pfählen von etwa 12 m Länge fundiert werden mufsten, welche zu Bündeln gestellt mit einfachen Holmen und dazwischen gestampftem Beton versehen sind und das in Pfeiler aufgelöste Mauerwerk tragen. Den inneren Ausbau bilden schmiedeeiserne Stützen und ein Netzwerk von Unterzügen mit übergelegten Längsträgern aus demselben Material, die letzteren nehmen einen gespundeten Dielenbelag auf und sind so gelagert und miteinander verbunden, dafs Längenausdehnungen durch Temperatureinflüsse ungehindert geschehen können. Die Stützen bestehen aus vier Winkeleisen, welche in den unteren Stockwerken durch breite Lamellen, in den oberen aber durch Gitterwerk verbunden sind und mit der nötigen Verstärkung am Fufse sich hier mit kräftiger schmiedeeiserner Platte auf den mit Granit abgedeckten gemauerten Pfeiler setzen.

Fig. 12. *Speicherblock D. Querschnitt.*



Die Unterzüge bestehen bei allen, für eine Tragfähigkeit von 1800 kg f. d. qm eingerichteten Böden aus genieteten Trägern, die Längsträger aus I-Eisen, bei den übrigen Böden sind die Unterzüge aus I-Eisen und die Längsträger aus Holzbalken hergestellt. Die eisernen Träger haben schwebende Stöfse erhalten. Die Treppenhäuser sind feuersicher durch Brandmauern umschlossen, in welchen die Thüren zu den Böden aus doppelten Blechen bestehen, dabei zweiflügelig und mit selbstthätigem Verschlusse eingerichtet sind.

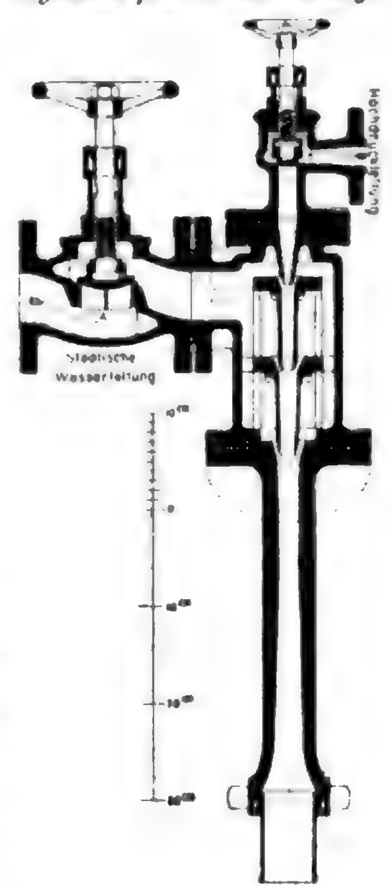
An dem einen Staatsspeicher am Kehrwieder bildet ein frei daneben stehender, aber mit jedem Boden durch einen Transportsteg verbundener eiserner Ladeturm eine besondere Eigentümlichkeit. Der Turm hat den Zweck, den Warenverkehr zwischen Speicher und Strafse zu ermöglichen, während umittelbar am Speicher die Strafse für die Zollabfertigung der Wagen frei bleibt.

In dem andern Staatsspeicher am Sandthorhafen befindet sich die hydraulische Maschinenstation (Haniel & Lueg-Düsseldorf), bestehend aus vier horizontalen Verbundmaschinen mit Oberflächenkondensation, von welchen jede in normalem Betriebe mit 55 Umdrehungen i. d. Minute 120 Pferdekräfte leistet und durch zwei Differentialpumpen in einer Stunde 54 cbm Wasser von 50 Atmosphären liefert. Für die Gröfse der ganzen Anlage wurden 260 Winden und 50 Aufzüge in den Speichern, sowie 36 Krane am Zollkanal, einschliefslich der Reserve, angenommen. Aufser den zwei in der Nähe der Pumpen angebrachten Akkumulatoren von 0,60 m Durchmesser und 7,5 m Hub sind noch drei weitere Akkumulatoren in der Druckrohrleitung zur Ausgleichung an verschiedenen Punkten eingeschaltet. Das Druckwasser wird nach dem Gebrauche durch Rücklaufrohre drei Behältern von 190 cbm wieder zugeleitet.

Die durch Brandmauern in einzelne Abteilungen von verschiedener Gröfse zerlegten Speicher haben nach vorn und hinten (Land- und Wasserseite) Winden, welche aber beiderseitig von einem einzigen hydraulischen Apparat, jedoch nicht gleichzeitig, getrieben werden. Diese Winden sind fast durchweg für 600 kg Last eingerichtet und haben hier stets denselben Wasserverbrauch. In vielen Treppenhäusern und oft nur zwischen Keller und Erdgeschofs sind Winden von 1200 kg angebracht. Neben den hydraulischen Hebezeugen haben sämtliche Speicher noch Handwinden.

Das Druckwasser des hydraulischen Betriebes ist mit dem städtischen Leitungswasser für Feuerlöschzwecke durch eine grofse Zahl in den Treppenhäusern, sowie auf der Strafse angebrachte, als Strahlapparate wirkende Hydranten verbunden. Die Figuren 13 und 14 geben von diesen Einrichtungen ein Bild.

Fig. 13. *Speicher-Hochdruck-Hydrant für Feuerlöschung.*



Kaischuppen und Uferkrane. Über die Kaischuppen und Uferkrane ist noch folgendes von Interesse. Die älteren Schuppen am Sandthorhafen und selbst noch die am nördlichen Ufer des Baakenhafens haben nur ein Ufergleis für Eisenbahnwagen und ein davor befindliches Krangleis für fahrbare Dampfkrane, wie Fig. 15, S. 80 zeigt. Da einmal seit dem Jahre 1866 eine grofse Anzahl Dampfkrane zunächst für den Sandthorhafen angeschafft war und zweckmäfsig gearbeitet hatte, so lag es nahe, bei den Erweiterungsbauten auch ferner solche Krane zu verwenden.

Es sind jedoch bei den im Jahre 1889 in Angriff genommenen neueren Schuppenbauten am Petersen- und Asia-Kai die Dampfkrane in ähnlicher Weise angebracht, wie die bereits im Jahre 1886 ausgeführten hydraulischen Krane in Bremen (vergl. S. 64), nämlich auf einem Krangestell, welches einen ungestörten zweigleisigen Eisenbahnbetrieb am Ufer vor den Schuppen gestattet, ohne dabei den Löschbetrieb zu hindern. Fig. 16, S. 81 zeigt diese Anordnung, wobei der Schienenträger am Schuppen zugleich das Dampf-

Fig. 14. *Strafsen-Hochdruck-Hydrant für Feuerlöschung.*

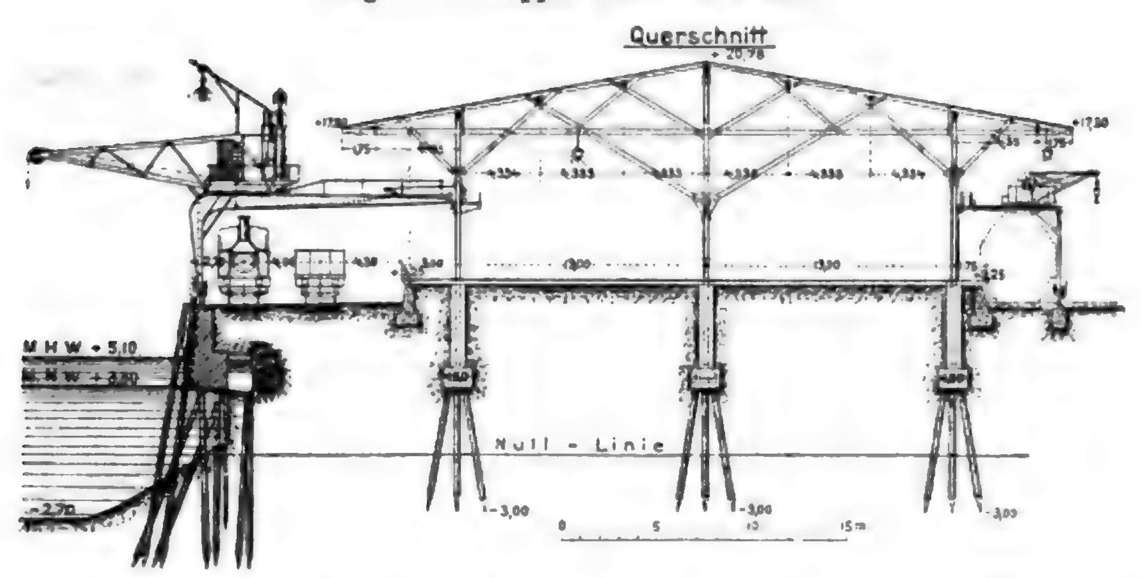
rohr aufnimmt, welches von der in der Mitte der Schuppenreihe befindlichen Dampfkesselanlage den auf 13 Atmosphären gespannten Dampf den einzelnen Kranen zuführt. Hierzu sind die aus Fig. 17 ersichtlichen Gelenkrohre zwischen dem Kran und den in 9—10 m Entfernung befindlichen Anschlufsstutzen des festliegenden Dampfrohres angebracht.

Fig. 15. *Schuppen am Baakenkai.*

An der Landseite der Schuppen sind teils bewegliche, teils feste Handkrane vorhanden.

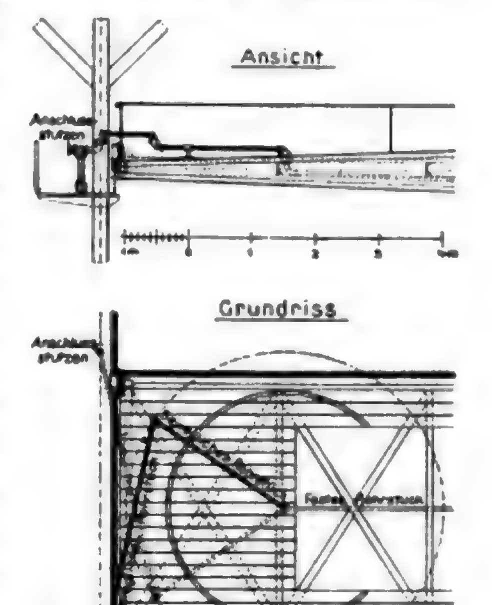
Weitere Einzelheiten siehe: „Hamburg und seine Bauten“, herausgegeben vom Architekten- und Ingenieur-Verein zu Hamburg, 1890.

Fig. 16. *Schuppen am Petersen-Kai.*



Schliefslich ist zu erwähnen, dafs im Jahre 1892 an dem Petersen-Kai (vorläufig) zwei elektrische Krane von ähnlicher äufserer Anordnung, wie die Dampfkrane, hergestellt sind. Auf dem unteren Gestell befindet sich der eigentliche Kran, dessen Ausleger nebst dem ganzen Windewerk und einem Häuschen für den Kranführer auf einer Grundplatte drehbar ist. Der Elektromotor (von **Siemens & Halske**) ist möglichst weit nach hinten, dem Ausleger gegenüber, angebracht, um die Maximallast von 2500 kg thunlichst auszubalancieren. Die Tourenzahl desselben beträgt nur 500 i. d. Minute. Unter der festen Rolle hängt am Kopf des Auslegers noch eine lose Rolle, um ein dünneres Drahtseil und einen kleineren Durchmesser der Seiltrommel, bei grofser Umdrehungsgeschwindigkeit derselben, zu erzielen. Es genügt daher ein einziges Zahnradpaar zur Übersetzung zwischen Motor und Trommel. Bei dem Senken der Last wird die Dynamomaschine nicht als Motor, sondern als stromerzeugende Maschine benutzt, indem sie alsdann an die Erzeugungsstation Strom zurückgiebt. Dabei dient ein besonderer kleiner Motor zur Drehung des Krans. Eine Sicherheitsbremse bringt die Last sofort zum Stillstehen, wenn etwa der Kranführer den Bremshebel loslassen sollte oder wenn die Stromzuführung zum Kran plötzlich unterbrochen wird. Die Last darf demnach rasch bewegt werden. Die Bedienung des Krans ist sehr einfach. Der Wirkungsgrad des Triebwerks beträgt bei voller Belastung 90%. Der Betrieb ist billiger als der eines Dampfkrans von gleicher Leistung. Siehe Deutsche Bauz. 1892, S. 409.

Fig. 17. *Gelenkrohre für die Dampfkrane am Petersen-Kai.*



4. Cuxhaven.*)

Die älteren Anlagen zu Cuxhaven waren höchst einfacher Art und hatten nur die Bedeutung eines Zufluchthafens, besonders während schweren Eisganges. In Figur 5,

*) Seebad Cuxhaven s. Deutsche Bauz. 1885, S. 437. — Neue Hafenanlage. Deutsche Bauz. 1890, S. 601 mit Lageplan. — Vergl. auch Ann. industr. 1890, Juli, S. 36.

Tafel II ist die neue, zur Zeit (1893) in Ausführung begriffene Hafenanlage dargestellt, während Tafel V dritten Bandes des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften (Abteilung 3) die Lage der ganzen unteren Elbe von Hamburg bis zur eigentlichen Mündung unterhalb Cuxhaven vorführt, woraus ersichtlich, dafs gerade vor Cuxhaven der Strom durch eine mehrere Kilometer breite Sandbank in zwei Arme geteilt ist, von denen der mächtigere linksseitige jetzt mit Tiefen von 34 m bei Niedrigwasser sich an dem mit zahlreichen Stromwerken (sogenannte Stacke*) versehene Ufer hinzieht. Ein einziges dieser aus grofsen Sinkstücken gebauten Stacke, welches etwa 300 km oberhalb Cuxhaven an einer besonders angegriffenen Stelle liegt**), kostet rund 300000 M. An der Wurzel der Stacke liegt ein schräges Uferdeckwerk von der an genannter Stelle des Handbuchs in F. 16, T. IV angegebenen Konstruktionsart, welche neuerdings durch Verwendung grofser regelrechter Betonblöcke anstatt der unregelmäfsigen Granitfindlinge verbessert worden ist.

Oberhalb Cuxhaven ist seit etwa 10 Jahren ein rund 1500 m langer Paralleldamm zum Schutze des dortigen Ufers angelegt; dieser Damm kann als der Anfang einer gründlichen Regulierung der ganzen Stromstrecke gelten und beseitigt wenigstens in der Nähe des Hafens die heftigen Wirbel, welche vor dem übrigen sehr unregelmäfsigen Ufer in hohem Mafse vorhanden sind. Dieser Paralleldamm schliefst an seinem nördlichen oder unteren Ende mit dem diesem gegenüberliegenden und durch einen Steindamm verstärkten Pfahlhöft („alte Liebe“ genannt) die Mündung der älteren Hafenflächen ein, an welche sich der eigentliche Hafen in unregelmäfsiger Gestalt, als Ritzebütteler Schleusenpriel, anschliefst und bis an den 1200 m von jener Mündung entfernten Hauptdeich erstreckt. Wie F. 5, T. II zeigt, endigt die Hamburg-Cuxhavener Eisenbahn auf dem südlichen Ufer dieses Hafens.

Da aber diese älteren Anlagen nicht mehr den neueren Bedürfnissen genügten, ist hinter entsprechenden Öffnungen in dem erwähnten Paralleldamm zunächst ein kleiner Hafen für Fischerfahrzeuge in Aussicht genommen, sodann aber namentlich der bereits in Ausführung begriffene offene Hafen für die gröfsten Dampfer der Hamburg-Amerikanischen Packetfahrt-Aktiengesellschaft angeordnet. Dieser Hafen erhält eine Einfahrt von 100 m Weite zwischen zwei vor dem Paralleldamm etwas vortretenden Hafenköpfen, welche am tiefen Wasser liegend auch zur Zeit des Niedrigwassers den gröfsten Schiffen das Anlegen gestatten sollen. Das zugehörige Hafenbecken erweitert sich in etwa 300 m Entfernung von der Mündung auf etwa 200 m und soll in zwei schmäleren, 300 m langen Becken endigen. Letztere werden von der Landseite her zu beiden Seiten mit Eisenbahngleisen eingefafst und können landwärts verlängert werden.

Gegen die Einfahrt ist von nautischer Seite der Einwurf erhoben, dafs grofse und schwer zu regierende Schiffe (deren Länge jetzt schon etwa 170 m beträgt) bei starkem Strome und Winde und bei übrigens mit Schiffen belegtem Hafenbecken nicht bequem und sicher genug einlaufen werden, weil die Axe des Hafens senkrecht zur vorbeilaufenden Ebbe- oder Flutströmung liegt. Es ist aber seitens der Hamburgischen Hafenverwaltung das gröfsere Gewicht auf rasches und bequemes Anlegen der Schiffe

*) Stack ist die an der unteren Elbe gebräuchliche Bezeichnung für eine Buhne.

**) Das Ufer oberhalb und unterhalb des jetzigen Cuxhavens bietet durch seine grofsartigen Veränderungen innerhalb zweier Jahrhunderte besonderes Interesse. Ein im Jahre 1618 vollendeter und weit flufswärts vorgeschobener Hauptdeich mufste schon nach 30 Jahren wieder landwärts verlegt werden und gelangte nach fünfzehnmaligen Veränderungen im Jahre 1791 wieder fast in seine frühere und noch jetzt vorhandene Lage. Man vergleiche „Hamburg und seine Bauten“, S. 493 und die zugehörige Zeichnung.

aufsen vor den Hafenköpfen gelegt, weil hierdurch die Passagiere das Schiff möglichst bald verlassen können. Wäre letztere Rücksicht für Schnelldampferbetrieb nicht so mafsgebend, so wäre allerdings die Lage der Mündung für das Ein- und Auslaufen nicht so günstig, wie z. B. bei dem weiter unten zu besprechenden, in F. 2, T. II dargestellten Tilbury-Hafen an der Mündung der Themse.

5. Wilhelmshaven.

Hafenerweiterung und neue Einfahrt.*)

In der 3. Abteilung des dritten Bandes des Handbuchs, S. 269 ist der Hafen von Wilhelmshaven kurz beschrieben, auch die seit 1875 begonnene neue Einfahrt ist daselbst schon erwähnt. Die letztere ist seit 1886 vollendet und dem Verkehr übergeben; sie bietet gröfsere Sicherheit und soll aufserdem die Mängel der älteren unschädlich machen, welche namentlich in ihrer fast rechtwinkligen Richtung zu der des vorbeigehenden Stromes und in der zu geringen Weite, Länge und Tiefe der Schleuse von bezw. 20,70 und 8,47 m bei gewöhnlichem Hochwasser, begründet sind.

Daher ist die neue Einfahrt mit Hilfe einer gekrümmten Mole (s. F. 3, T. II) so gelegt, dafs die Schiffe mit einem Bogen von etwa 560 m Halbmesser aus dem tiefen Fahrwasser einfahren können und nötigenfalls an jener Mole ihre Führung finden, um aus der Richtung des Stromes allmählich in die der Schleuse überzugehen.

Diese nördliche, grofsenteils freiliegende Mole, wie die kürzere und fast ganz als Kaimauer hinterfüllte Südmole liegen mit der Oberkante nur 1,75 m über dem gewöhnlichen Hochwasser (letzteres = + 3,9 m des dortigen Pegels) und werden bei hohen Sturmfluten fast 2 m hoch überflutet. Sie sind im offenen Wasser zwischen Spundwänden, zum Teil mittels Betonschüttung, gröfstenteils aber aus gemauerten Backsteinblöcken von 3 m, 1,5 m und 1,4 m Abmessung hergestellt. Vergl. T. V, F. 11 und Abschnitt F.

Die Schleuse ist 24 m weit und 9,4 m unter gewöhnlichem Hochwasser tief. Sie besitzt im Aufsenhaupt zwei Flutthore und ein Ebbethor, an dem Binnenhaupt dagegen ein Schwimmponton. Die Länge der Schleuse kann durch Benutzung eines Reservefalzes für das Ponton von ihrer gewöhnlichen Länge von 114 auf 120 m gebracht werden. Aufserdem kann anstatt des äufseren Flutthors ein Ponton in einem Reservefalz angebracht und dadurch die Schleuse zu einem Notdock von 153 m Länge umgeschaffen werden.

Entgegen dem ursprünglichen Plane, das neue Bassin im wesentlichen als Handelshafen zu benutzen, welcher dann als östlicher Endpunkt des Ems-Jade-Kanals eine

*) Siehe: Der Bau der zweiten Hafeneinfahrt zu Wilhelmshaven von E. Rechtern und H. Arnold. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1891; auch in Sonderabdruck, Hannover 1891.

Abbildungen: Lagepläne vom Jahre 1875 und vom Jahre 1886. Entwickelung des Baues. Dammbrüche. Molen nebst den Rüstungen. Ufermauern. Kammerschleuse nebst Rüstungen u. s. w. Flut- und Ebbethor derselben. Einzelheiten der Schleusenthore. Schützen und Bewegungsvorrichtungen. Verschlufs-Ponton des Binnenhaupts. Das Pontonhaupt.

Ferner: Bau der Molen zur zweiten Hafeneinfahrt. Zeitschr. f. Bauw. 1884, S. 265—280.

Abbildungen: Lageplan. Baudispositionsplan. Mauerprofile. Rüstungen zum Ausbaggern der Baugrube und zum Versetzen der Betonblöcke. Block-Depot. Vorrichtungen zum Heben und zum Transport der Blöcke u. a.

Vergl. auch Deutsche Bauz. 1886, S. 541 mit Lageplan der Erweiterungsbauten in Wilhelmshaven.

etwas gröfsere Bedeutung erhalten haben würde, ist dasselbe wegen der inzwischen gestiegenen Bedürfnisse der Marine völlig für den Kriegshafen ausgebildet.

Durch die bessere Lage der Einfahrt, ferner durch die Anbringung von Drehspills vor und an den Schleusenhäuptern und an verschiedenen anderen Punkten ist das Ein- und Ausschleusen grofser Schiffe sehr erleichtert. Es können unter günstigen Umständen gröfsere Schiffe auch ohne jede Hilfsleistung durch Lotsen in den gezeichneten Linien, also mit allmählichem Übergang aus der Mitte des Fahrwassers in die Richtung der Schleusenaxe und umgekehrt, fahren. Aber seit einer Reihe von Jahren drohte dem Fahrwasser eine Verschlechterung durch das Vorrücken einer Sandbank, welche unter dem Namen „Schweinsrücken“ die beiden Hauptstromschläuche im Jade-Busen trennt.

Nach der Karte auf Tafel V in der 3. Abteilung dritten Bandes des Handbuchs setzen sich die Stromschläuche der Jade aus mehreren einzelnen, an ihren Anfängen sehr klein beginnenden Wattprielen zusammen. Oberhalb Wilhelmshaven sind im wesentlichen nur noch zwei Schläuche vorhanden, welche ungefähr neben den Einfahrten des Hafens zusammentreffen. Indem der rechtsseitige oder östliche den gröfseren und zwar den ganzen östlichen und südlichen Teil des Jade-Busens aufnimmt, so schiebt er dem schwächeren, aus dem westlichen Teile kommenden Schlauche die Sandbank, welche beide trennt, mehr und mehr zu. Es erscheint daher geboten, den westlichen Schlauch zu verstärken und dabei gerade vor den Hafeneinfahrten die Lage der beiden Schläuche festzulegen. Beides wird durch einen Leitdamm beabsichtigt, welcher in rund 600 m Abstand von den Hafendämmen beginnt und nach einer etwa 1000 m langen gekrümmten Strecke in einer etwa 7 km langen geraden Linie südsüdöstlich an dem westlichen Rande des östlichen Schlauches entlang läuft. Bei der einstweilen geplanten Höhe von etwa halber Flut zwingt er das Wasser, welches bis jetzt von dem südwestlichen Teile des Jade-Busens vorzugsweise und namentlich im Beginn der Ebbe nach dem östlichen Schlauche hinlaufen konnte, dem westlichen Teile sich zuzuwenden. Mit Hilfe von Baggerung wird an dem unteren Teile des Dammes die Breite des westlichen Schlauches in der Tiefe vergröfsert. Das Querprofil desselben zeigt daselbst eine grofse Unregelmäfsigkeit, indem es an der linken Seite übermäfsig tief, an der rechten Seite sehr flach ist. Jene Dammanlage hat grofse Ähnlichkeit mit der Anlage zu Nieuwediep und Willemsoord am Ausgange des Mardiep oder der südwestlichen Mündung des Zuyder Sees, vergl. Kap. XX des dritten Bandes des Handbuchs, S. 313.

6. Tilbury Docks.*)

Auch die auf Tafel II in Figur 2 dargestellte Anlage der Tilbury Docks ist bereits an genannter Stelle S. 265 kurz erwähnt worden. Es handelte sich bei ihrer, von der East- and West-India-Dock-Company zu London unternommenen Herstellung darum, den gröfsten Schiffen nahe an der Mündung der Themse Gelegenheit zu geben, jederzeit, also auch bei Niedrigwasser, an einen Kai legen zu können, was bei den oberen Themse-Docks nur um die Hochwasserzeit möglich ist. Es hat demnach der etwa 8 ha grofse offene Vorhafen nicht nur die in England gebräuchliche Bedeutung

*) Litteratur. Iron 1883, Juli, S. 85. — Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 110. — Deutsche Bauz. 1885, S. 593. — Engineer 1885, April, S. 260, 262, 317. — Ann. industr. 1886, Mai, S. 586—588. — Rigaische Industrie-Zeitung 1887, S. 139. — De ingenieur 1888, S. 108.

eines Halbtidedocks, sondern die eines offenen Hafens, und es hat demgemäfs eine Tiefe von 7,93 m unter Niedrigwasser-Springflut oder 13,2 m unter Hochwasser-Springflut erhalten.

Durch eine 24,4 m weite, 216 m lange und auf 169 m zu verkürzende Kammerschleuse ist der Vorhafen mit den eigentlichen Docks verbunden, deren drei mit Gleisen und Schuppen ausgestattete Becken in ein grofses Querbecken münden. Die Tiefe der Schleuse gestattet ebenfalls die Durchschleusung bei Niedrigwasser. Obgleich die Binnenbecken zusammen über 21 ha grofs sind, so kann bei dem grofsen Wasserwechsel und nach mehrfachen Durchschleusungen der Wasserstand in denselben stark sinken, weshalb ihre Sohle sich 10,7 m unter Hochwasser befindet. Aufserdem ist aber noch eine starke Pumpanlage vorhanden, um einen zu bedeutenden Wasserverlust wieder rasch ersetzen zu können.

Während die Kais des Vorhafens fast ausschliefslich zum Anlegen von Passagierdampfern und zur Versorgung der Dampfer mit Kohlen eingerichtet sind, besitzen die drei hinteren Becken eine gleichmäfsige Ausstattung mit Ufergleisen, Schuppen und beweglichen hydraulischen Kranen. Letztere haben die Form des älteren einfachen Portalkrans, sodafs die Ufergleise ebenfalls nur einfach sind. Die 36 m breiten, mit Doppeldach überdeckten Schuppen sind wegen des hoch aufgeschütteten Bodens möglichst leicht mit Holzunterbau und Blechwänden hergestellt, welche letztere an der Wasserseite aus stählernen Rolljalousien von rund 4 m Breite bestehen, sodafs das Gut an jeder Stelle eingebracht werden kann (vergl. Bremen). Warenspeicher fehlen einstweilen gänzlich und werden in diesem Hafen, weil er die East- und West-India-Docks nur ergänzt, wahrscheinlich nicht angelegt.

Von besonderem Interesse ist die rund 100 m weite Einfahrt zwischen dem Strom und dem Vorhafen. Sie gestattet das Einfahren bei Flut wie bei Ebbe gleich gut, indem in beiden Fällen die gegen die Strömung gerichteten Schiffe eine sichere Führung an dem reichlich 100 m langen, hölzernen, aber mit Spillen ausgerüsteten und an ihren Enden abgerundeten Leitwerken finden und innerhalb der Mündung noch etwa 250 m lang ohne Richtungsänderung laufen können. Das Ausfahren ist ebenso bequem. Diese Vorteile der sicheren und jederzeitigen Einfahrt werden allerdings durch den starken Schlickfall einigermafsen beeinträchtigt. Letzterer kann aber durch geeignete Baggerung unschädlich gemacht werden.

Neben der grofsen Kammerschleuse liegen zwei grofse Trockendocks, die durch ein mittleres Ponton in vier kleinere Docks zerlegt werden können und von beiden Enden aus zugänglich sind.

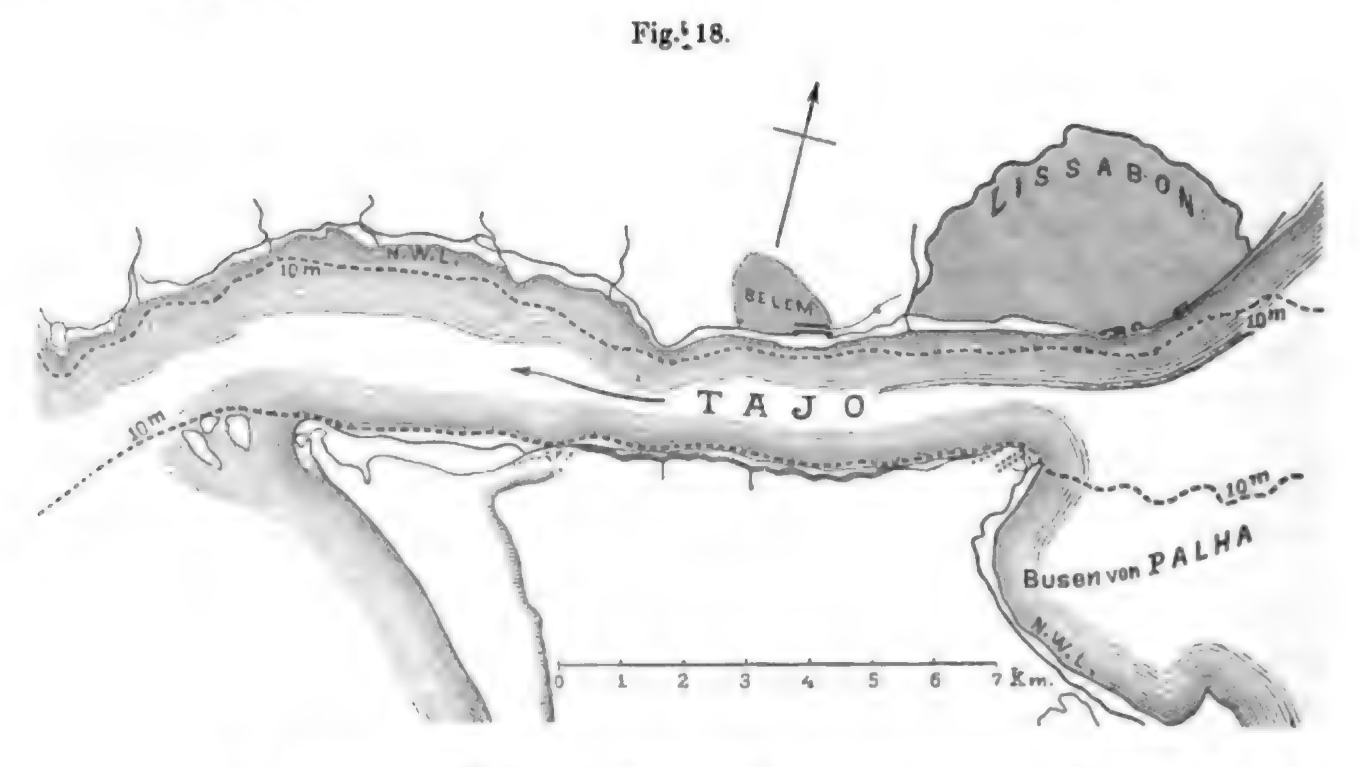
Die von London kommende Eisenbahn endet oberhalb des Hafens in verschiedenen Ufergleisen und dem östlich vom Hafen liegenden Bahnhof mit seinen Rangiergleisen. Nahe oberhalb der Kopfenden der drei Hafenbecken liegt noch eine Haltestelle, von welcher aus man mittels einer Laufbrücke sämtliche Eisenbahngleise überschreiten und an die einzelnen Kais gelangen kann.

7. Lissabon.

Der Hafen von Lissabon hat in den letzten Jahrzehnten erheblich an Bedeutung zugenommen und besafs z. B. im Jahre 1883 einen Verkehr von mehr als $3^1/_2$ Millionen Tonnen, wobei $^4/_5$ auf Dampfer entfielen. Etwa die Hälfte davon kommt auf Post- und Passagierverkehr infolge der hierfür sehr geeigneten Lage zum europäischen Hinterlande.

Der natürliche Hafen wird durch den mächtigen Fluttrichter des Tajo gebildet, welcher letztere sich oberhalb der Stadt wieder zu einem grofsen Bassin, dem Mar da Palha erweitert, während er neben der Stadt nur etwa 2 km Breite besitzt, s. Fig. 18. Indem dabei die gewöhnliche Flut eine Höhe von 2,6 m über gewöhnlichem Niedrigwasser erreicht, während das höchste Wasser 4,9 m über das niedrigste steigt, so entwickelt sich eine mächtige Strömung neben der Stadt, welche daselbst einzelne Tiefen von 44 m erzeugt hat. Bei etwa 1700 m Weite ist eine Durchschnittstiefe von über 10,5 m bei Niedrigwasser an der Mündung vorhanden. Dabei liegt das rechte und stadtseitige Ufer gegen nordwestliche Winde völlig und auch im übrigen durch hohe Umgebungen gut geschützt.

Fig. 18.



Aber trotz dieser natürlichen Vorzüge genügt der ganz offene und nur mit einigen Landebrücken am Ufer versehene Hafen den neueren Bedürfnissen nicht mehr, indem alle gröfseren Schiffe, an Bojen auf dem offenen Strom verankert, nur in zeitraubender Weise löschen und laden konnten.

Nach einem von hervorragenden portugiesischen und ausländischen Ingenieuren vorbereiteten Plane hat im Jahre 1886 die portugiesische Regierung vorzugsweise nach einem Entwurfe von Mendès Guerreiro die neuen Hafenanlagen begonnen und dem Unternehmer Hersent zur Ausführung übertragen. Sie liegen nach Fig. 19 im wesentlichen hinter einer grofsen, demnächst noch zu verlängernden Ufermauer, welche in fast gerader Linie die natürliche Bucht etwa in 6 km Länge abschliefst, sodafs in dem Zwischenraum Platz für mehrere gröfsere Becken nebst Gleisen, Strafsen und etwa 20 m breiten Schuppen gewonnen werden konnte. Im ganzen sind mit 49 ha Wasserfläche und $5^1/_2$ km Kailänge sechs offene Becken von sehr verschiedener Gröfse, und ein grofses mit einer rund 25 m weiten Schleuse versehenes Becken vorhanden. Am Ende dieses Beckens liegen zwei grofse Trockendocks, welche hier um so wichtiger sind, als bisher die reparaturbedürftigen Schiffe spanische oder sonstige fremde Häfen aufsuchen mufsten.

Das mit einer reichlich 150 m weiten Öffnung versehene offene Becken vor dem Dock hat eine Tiefe von 8,5 m unter niedrigstem Wasserstande, während das mit einer gleichen Öffnung versehene, danebenliegende, offene Becken nur eine Tiefe von 6 m

erhält. Das ebenfalls mit jener gröfseren Tiefe eingerichtete Arsenal-Becken hat, ebenso wie die östlich liegenden beiden kleinen und für kleinere Schiffe dienenden Becken, einen Eingang von nur 30 m Weite.

Die Bodenbeschaffenheit ist im allgemeinen eine ungünstige, indem erst in reichlich 30 m unter Niedrigwasser fester Felsen ansteht, über welchem eine mit der Tiefe an Dichtigkeit zunehmende Schicht von Moor und Klai liegt. Die Ufermauer wird entweder aus schräg gelegten künstlichen Blöcken in etwa 12 m Höhe bis 6 m über Niedrigwasser aufgeführt, nachdem ein etwa 15 m unter Niedrigwasser tiefes Bett ausgebaggert und bis 6 m unter N. W. mit Schüttsteinen angefüllt ist, oder sie wird an besonders schwierigen Stellen mittels Druckluft fundiert.

Die Uferkrane, wovon 30 bewegliche mit 750—1500 kg Tragkraft, sowie ein Scheerenkran von 120 Tonnen, ferner eine grofse Anzahl Spills u. s. w. werden von zwei hydraulischen Maschinen von je 80 Pferdekräften mit vier Pumpen und sechs Akkumulatoren betrieben. Aufserdem sind Handkrane vorhanden.

Über die Stromverhältnisse des Tajo auf portugiesischem Gebiet, namentlich der Mündung, welcher Lissabon seine Bedeutung als Hafenplatz verdankt, wurde von dem portugiesischen Ingenieur Mendès Guerreiro auf dem V. Binnenschiffahrts-Kongresse in Paris in der Abhandlung „Le Taje Portugais“ ausführlich berichtet.

Näheres über die Hafenanlagen siehe J. Ben-Saude, Engineering 1887.*)

Neuere Litteratur über andere Seehäfen am Schlusse des folgenden Abschnitts.

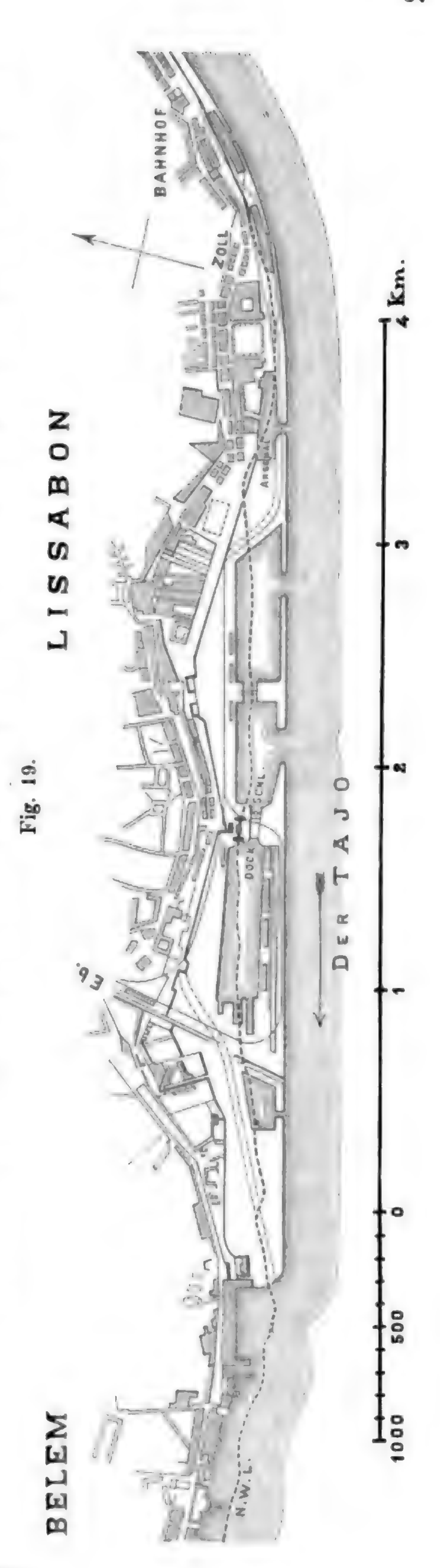


Fig. 19.

*) Sonstige Litteratur. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 244. — Ann. industr. 1887, Febr., S. 197—203. — Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1887, S. 142 bis 144. — Ann. industr. 1890, I, S. 326, 391.

F. Hafendämme, Ufermauern und Schiffsbauanstalten.

Von

Georg Franzius.

Soweit es überhaupt gestattet ist, von einem allgemeinen Fortschritt in der Konstruktion und Ausführung der hier genannten Hafenbauten während des letzten Jahrzehnts zu sprechen, kann ein solcher wohl vorzugsweise nach drei Richtungen hin anerkannt werden, nämlich

1. in der Verbesserung und ausgedehnteren Verwendung des Betons,
2. in der Weiterentwickelung der Gründung mit Prefsluft, und
3. in der zunehmenden Verwendung des Eisens an Stelle des Holzes.

Das soll im Nachstehenden durch Besprechung einer Anzahl neuerer Bauausführungen näher ausgeführt werden.

I. Verbesserung und ausgedehntere Verwendung des Betons.

Der Beton wird nach wie vor entweder in weichem oder in erhärtetem Zustande verwendet; in letzterem Falle in Gestalt künstlicher Blöcke. Welches dieser beiden Verfahren bei einem auszuführenden Bau vorzuziehen ist, ergiebt sich aus folgenden Erwägungen:

Weicher Beton bildet nach der Schüttung eine fest zusammenhängende Masse, kann also bei Herstellung gröfserer wasserdichter Flächen, wie solche bei Schleusen- und Dockböden vorkommen, allein in Betracht gezogen werden. Bei Hafendämmen und Ufermauern ist der innige Zusammenhang nicht unbedingt nötig, gewährt aber den Nutzen, den Querschnitt kleiner wählen zu können, als bei einer Herstellung aus ohne Mörtel zusammengefügten, nur durch ihr Gewicht gehaltenen Blöcken. Dagegen ist auf einem nicht genügend tragfähigen Baugrunde, dessen Beschaffenheit spätere Sackungen des Bauwerks voraussehen läfst, die Herstellung eines fest zusammenhängenden Körpers wegen der unvermeidlich eintretenden Risse geradezu unzweckmäfsig und der Bau in Blöcken mit von vornherein geschaffenen Fugen vorzuziehen. Auch erfordert der unter Wasser geschüttete weiche Beton einen etwas gröfseren Mörtelzusatz, als der erhärtete, weil bei der Versenkung und vielfach auch noch während der Erhärtung ein Teil des Mörtels durch Ausspülung verloren geht. Dieser Nachteil kann jedoch unter Umständen durch die Umschliefsung des Betons mit Säcken und noch vollständiger durch Betonierung im Trocknen vermieden werden.

Weicher Beton, in Masse geschüttet oder in Säcken verlegt, schmiegt sich jeder Unebenheit des Bodens an, während Blöcke eine horizontal abgeglichene Unterlage ver-

langen.*) Bei weichem Beton ist es nicht erforderlich, übermäfsig grofse Massen mit einem Male zu versenken, vielfach auch gar nicht angängig, da die Baugrube zu beschränkt ist, oder die Umfassung einem starken seitlichen Druck weicher Massen nicht ausgesetzt werden darf. Wenn man also auch den Wunsch hat, zur Verringerung der Ausspülung des Mörtels und zur rascheren Förderung des Betriebes die Kästen, mit welchen der Beton versenkt wird, nicht zu klein zu nehmen, so sind doch die zu bewegenden Lasten verhältnismäfsig nur klein gegenüber den Gewichten, welche man den Blöcken geben mufs, wenn diese bei heftigem Seegang nicht bewegt und die Kosten des Blockbaues nicht zu hoch werden sollen. Kästen mit 4 cbm Inhalt können schon als sehr grofse gelten und die in Dublin angewandte Gröfse von 16 cbm ist vereinzelt geblieben, wogegen Blöcke von mehr als 40 cbm Inhalt nicht gerade selten sind. Man kann also im allgemeinen die Gerüste, Wagen und Krane bei Verwendung weichen Betons viel leichter und billiger konstruieren, als beim Blockbau. Um hierfür einen Beleg zu geben: bei dem weiter unten beschriebenen, ganz aus weichem Beton hergestellten Hafendamm zu Wicklow wurden nur zwei Krane von je 5 t Tragfähigkeit verwendet, dagegen hat man bei dem auf T. V, F. 5 dargestellten Damm von Leixoès 50 t schwere Blöcke mit Hilfe eines 450 t wiegenden Laufkrans versetzt. Spricht dies für die Verwendung weichen Betons, so wird dieselbe andererseits bei aufsergewöhnlich heftigem Seegang und Wellenschlage doch unzweckmäfsig und nahezu unmöglich. Denn wenn man auch den Beton durch Umschliefsung mit Säcken gegen Ausspülung schützt — wie dies u. a. auch bei den 100 t schweren Betonsäcken in Newhaven der Fall war — so kann man doch die zur Versenkung solcher Säcke erforderlichen festen oder schwimmenden Rüstungen in starker Brandung nicht verwenden und ist auf das Versetzen oder Verstürzen erhärteter Blöcke von der Krone des ohne jede Rüstung gleich in vollem Querschnitt auszuführenden und so ganz allmählich vorschreitenden Dammes angewiesen. Dann kann ein Kran, wie der von Leixoès, namentlich wenn es sich um umfangreiche Bauten handelt, trotz der hohen Beschaffungskosten rentabel und sehr am Platze sein, da er den ungestörten Fortgang des Baues bei fast jedem Wetter sichert. Dabei ist nicht zu bestreiten, dafs der Blockbau den Vorteil bietet, die gute Beschaffenheit jedes Blockes bei der Herstellung leicht überwachen zu können, während die Schüttung weichen Betons unter Wasser auch bei grofser Vorsicht kaum jemals ganz ohne einzelne Fehler erfolgen wird, die sich in Schlammassen und losen Steinen äufsern. Dieser Übelstand soll allerdings nach den Erfahrungen beim Bau des Wellenbrechers zu Skinningrove sehr verringert werden, wenn man keine Umschliefsung durch Bretterwände nötig hat, sondern wie es dort, wo der Damm nur etwa 3—4 m unter N. W. hinunterreichte, möglich war, den Beton mit natürlicher Böschung schütten kann. Dort spülte die über den Beton hinweggehende Tideströmung allen sich bildenden Schlamm stets gleich fort; derselbe lagert sich sonst leicht zwischen den Holzwänden in dünnen Schichten ab und hindert dann den Zusammenhang der Massen. Der Beton soll vorzüglich geworden sein, obgleich er vielfach bei einem Seegange mit 1—1½ m hohen Wellen geschüttet wurde und oft bald nach der Schüttung noch weit stärkerem Seegange ausgesetzt war. Da für den unter N. W. liegenden Teil keinerlei Rüstung und

*) Zur Abgleichung eines unregelmäfsig gestalteten Bodens wird im Engineering von 16. September 1892, S. 359 ein in Peterhead angewandtes Verfahren empfohlen, bei welchem horizontale Leeren durch Taucher mit Bolzen am Boden befestigt sind und der in geringen Massen versenkte Beton dann durch Eisenbahnschienen genau in der Höhe der Leeren abgeglichen wurde.

überhaupt nur sehr wenig Geräte u. s. w. verwendet wurden, so ist der Damm aufserordentlich billig hergestellt.*)

In Bezug auf Schnelligkeit der Ausführung ist die Verwendung weichen Betons dem regelrechten Blockbau überlegen, trotzdem man bei letzterem die schlechte Jahreszeit vielfach zur Anfertigung der Blöcke verwenden kann und daher sicher ist, beim Versetzen stets genügenden Vorrat an Material zu haben. Sind jedoch Betonmaschinen und Versenkgeräte in ausreichender Zahl vorhanden und gut konstruiert, so wird man auch bei weichem Beton keine Stockungen zu befürchten haben und es erfordert das Versenken weichen Betons durch Kasten dann nicht so viel Zeit, wie das genaue Versetzen von Blöcken. Beim blofsen Verstürzen der letzteren kann es sich allerdings anders gestalten. Ebenso wenn bei stark bewegtem Wasser die Aufstellung der Schutzwände grofse Schwierigkeit bereitet und die Verwendung weichen Betons schon deshalb nicht so zweckmäfsig ist, als die von Blöcken. Bei weitem am schnellsten ist die Trockenbetonierung ausführbar, namentlich wenn man das Wasser nicht im Schutz von Fangdämmen auszupumpen hat, sondern durch Luftdruck entfernen kann.

Vergleicht man die Kosten ausgeführter Dämme von weichem Beton und von erhärtetem Beton miteinander, so stellen sich erstere in der Regel erheblich niedriger, als letztere. Dabei darf jedoch nicht übersehen werden, dafs der Blockbau im allgemeinen eben nur da gewählt wird, wo die Schüttung weichen Betons der schwierigen Wasser- und Bodenverhältnisse wegen nicht mehr angängig ist, dafs also dann ein Teil der Mehrkosten den ungünstigen örtlichen Verhältnissen und nicht der gewählten Bauweise zuzuschreiben ist.

Die zu mischenden Bestandteile. Ein allgemeiner Fortschritt bei der Verwendung des Betons ist durch zunehmende Erfahrung hinsichtlich der zweckmäfsigsten Mischung der einzelnen Bestandteile zur Erzielung der gröfsten Festigkeit und Dichtigkeit erreicht. Das bezieht sich allerdings weniger auf die seit langer Zeit verwendeten hydraulischen Mörtel aus Puzzolanerde und Trafs, als auf die immer mehr verbesserten künstlichen Cemente. Es würde hier zu weit führen, auf alle Einzelheiten einzugehen und es mufs auf das freilich nur die Portlandcemente behandelnde Werk „Der Portland-Cement und seine Anwendungen im Bauwesen“ (Berlin 1892) verwiesen werden. Besonders hervorgehoben zu werden verdient jedoch ein Punkt, der noch wenig beachtet wird und sich auf die Festigkeitsänderung des Betons bei derselben Mischung des Mörtels, aber verändertem Zusatz von Kies oder Schotter bezieht.

Die Tabelle 1 (S. 91) von Dyckerhoff giebt die zweckmäfsigsten Mischungsverhältnisse für Nafsbetonierungen, wenn ökonomisch richtig gearbeitet werden soll.

Diese Zahlen zeigen, dafs man den drei geprüften Mörtelarten fast genau noch ebensoviel Kies zusetzen konnte, wie sie Sand enthielten, ohne dafs die Festigkeit der Mischung dadurch verringert wurde. Bei gröfserem Kieszusatz nimmt die Festigkeit entsprechend ab und beträgt bei doppeltem Kiesanteil nur noch die Hälfte der Mörtelfestigkeit.

Kommt es also bei Nafsbetonierungen auf möglichst grofse Festigkeit an, so wird man jedenfalls bei Verwendung der genannten Mörtelmischungen — und wahrscheinlich auch bei anderen, was durch Versuche festzustellen wäre, — ebensoviel Mörtel wie Kies verwenden müssen. Das ist in der Praxis bislang nicht Gebrauch gewesen, sondern man hat sich meistens damit begnügt, die Zwischenräume zwischen den Kies- oder Schotterstücken durch Mörtel vollständig auszufüllen, wozu wenig mehr als die Hälfte des Schotters oder Kieses nötig ist.

*) Vergl. Engineering vom 7. Oktober 1892, S. 456.

Tabelle 1.

Lfd. No.	Mischungsverhältnis; Raumteile				Druckfestigkeit nach 28 Tagen Erhärtung	Bemerkungen.
	Cement	Wasserkalk	Sand	Kies	kg für 1 qcm	
1	1	—	2	—	49,7	Die Zahlen beziehen sich auf Cement, welcher bei der Normenprobe mit 3 Teilen Normalsand 16 kg Zugfestigkeit ergab und die Bindezeit von einer Stunde besafs. Der Beton wurde nicht gestampft, sondern lose geschüttet und gleich unter Wasser gebracht.
2	1	—	2	4	24,0	
3	1	—	2	3	41,0	
4	1	—	2	2	51,3	
5	1	—	3	—	34,1	
6	1	—	3	5	23,3	
7	1	—	3	4	27,5	
8	1	—	3	3	35,2	
9	1	1	6	—	11,2	
10	1	1	6	7	7,8	
11	1	1	6	6	9,8	
12	1	1	6	5	11,7	

Welchen Einflufs die Vermehrung des Kieszusatzes und der vollständige Ersatz des Sandes durch Kies auf gestampften Beton ausüben, zeigt die nachstehende Tabelle Dyckerhoffs über Druckversuche mit Betonwürfeln, welche in die Formen eingestampft und 1 Tag an der Luft und 27 Tage unter Wasser erhärtet waren.

Tabelle 2.

Mischungsverhältnis in Raumteilen				Druckfestigkeit	Mischungsverhältnis in Raumteilen				Druckfestigkeit
Cement	Kalkmilch	Sand	Kies	kg/qcm	Cement	Kalkmilch	Sand	Kies	kg/qcm
1	—	2	—	151,8	1	—	3	6,5	108,2
1	—	2	3	196,3	1	—	4	—	75,2
1	—	2	5	170,5	1	—	4	5	90,9
1	—	—	5	69,9	1	—	4	8,5	86,0
1	—	3	—	98,8	1	1	6	—	53,5
1	—	3	5	116,6	1	1	6	12	52,1

Danach ist gestampfter Beton, ohne Sand mit 5 Teilen Kieszusatz hergestellt, nicht halb so fest, als wenn ihm noch 2 Teile Sand zugeführt werden, weil im ersten Falle der Cement nicht ausreicht, die Hohlräume im Kies auszufüllen.

Die Verminderung des Kieszusatzes unter eine gewisse Grenze erweist sich hier als unökonomisch, indem die Festigkeit dann nur noch wenig vermehrt wird, während die Materialienkosten in der Regel in gröfserem Verhältnis zunehmen. Es wird dagegen im allgemeinen bei gestampftem Beton die Druckfestigkeit des Mörtels durch Kieszusatz bedeutend vergröfsert, selbst wenn letzterer bis über das Doppelte des Sandanteils beträgt.

Dies mag genügen, um nachzuweisen, dafs bei gröfseren Bauten in jedem besonderen Falle die Betonmischung, welche den an das Bauwerk zu stellenden Anforderungen am besten entspricht, durch Versuche mit den zur Verfügung stehenden Materialien ermittelt werden mufs. Namentlich in den Fällen, wo es sich nur um mäfsige Druckfestigkeit des Betons handelt, wird man dann davor bewahrt werden, viel Geld unnütz ins Wasser zu werfen.

Nochmals hervorzuheben ist, dafs bei den Versuchen der Tabelle 2 der Beton in die Formen eingestampft wurde, bei denjenigen in der Tabelle 1 jedoch nicht. Der

Vergleich ergiebt also, dafs dieses Stampfen für die Festigkeit des Betons von der gröfsten Bedeutung ist, indem die Druckfestigkeit dadurch um das Drei- bis Vierfache zunimmt. Die grofsen Schwierigkeiten, welche dasselbe jedoch bei Nafsbetonierungen in gröfserer Wassertiefe bietet, führen dazu, entweder statt der Kastenbetonierung die einen starken Druck auf die noch weiche Betonsohle verursachende, aber sonst umständlichere Trichterbetonierung anzuwenden, oder wenn dies der Wasser- und Bodenverhältnisse wegen irgend möglich ist, die Nafsbetonierung durch Trockenbetonierung zu ersetzen. Es kommt nämlich aufser der Festigkeit selbstverständlich auch die durch das Stampfen vergröfserte Undurchlässigkeit des Betons sehr in Betracht. So wurde beispielsweise bei dem neuen Hamilton Trockendock auf Malta (F. 8, T. V) der aus 1 Teil Portlandcement, 2—3 Teilen Sand und 5 Teilen Kalksteinschotter gemischte Beton, von dem man Würfel mit etwa 30 cm Seite aus der Docksohle ausbrach, einem Druck von über 3 Atmosphären ausgesetzt, ohne im geringsten Wasser durchzulassen. Man darf also behaupten, dafs ein solcher im Trocknen gestampfter Beton auch das beste Quadermauerwerk an Dichtigkeit erheblich übertrifft und überhaupt jedem Mauerwerk vorzuziehen ist. Man hat deshalb bei neueren Trockendockbauten, wie z. B. auf Malta, in Spezia und Genua (F. 6—8, T. V) mit bestem Erfolg die Sohle der Docks ganz aus Stampfbeton hergestellt und diesen nur zum Schutz gegen Stöfse mit einer Quaderschicht bekleidet. In vielen Fällen ist namentlich bei Kaimauern von jedem Mauerwerk abgesehen, und nur die Aufsenhaut des Betons in etwa 30—50 cm Stärke aus fetterer Mischung — in Chatham z. B. 1 Cement, 2 Sand und 4 Teile zerkleinerte Schlacken — hergestellt. Das ist nämlich im Grunde noch der einzige wunde Punkt des Betons*), dafs Beschädigungen, welche infolge von Stöfsen schwerer Körper, Schiffe u. dergl. eingetreten sind, auch wenn sie sorgfältig mit frischem Beton oder Mörtel ausgebessert werden, dennoch infolge ihrer anderen Färbung beständig sichtbar bleiben, und dafs, wenn die Ausbesserung nicht mit aufserordentlicher Vorsicht geschieht, bei grofsem Witterungswechsel doch eine Trennung zwischen altem und neuem Material erfolgt und letzteres wie schlechter Putz abplatzt. Bei Ufermauern, welche durch Reibhölzer oder höchstens in der Wasserlinie mittels einer durchlaufenden Quaderschicht gegen den Stofs der Schiffe, des Eises u. s. w. geschützt werden können, führen daher meistens nur Schönheitsrücksichten dazu, die Betonmauern noch mit Verblendmauerwerk zu bekleiden**), während bei Schleusen und namentlich bei Trockendocks durch eine Quaderverblendung die Unterhaltungskosten verringert werden. Hier leistet sogar eine Klinkerbekleidung in den Seitenmauern gute Dienste, während dieselbe allerdings in Gegenden mit starkem Frost für die Sohle nicht zu empfehlen ist, da das nahezu horizontale dünne Ziegelmauerwerk, wenn das Dock einige Zeit trocken steht, sehr leicht auffriert und daher unzweckmäfsiger sein würde, als guter Stampfbeton. Wenn man also den Beton unzweifelhaft in sehr vielen Fällen als vollständigen Ersatz für jedes Mauerwerk ansehen kann, zumal er überall da, wo Schotter, Kies und Sand leicht zu haben sind, erheblich billiger ist und mit Maschinenkraft rascher hergestellt werden kann, als jenes, so müssen doch die besonderen örtlichen Verhältnisse stets den Ausschlag geben. Ein Beispiel hierfür bietet unter andern der Bau der neuen Trockendocks in Genua, welche, wie weiter unten näher ausgeführt wird, mit Hilfe von Prefsluft unter grofsen Taucherglocken hergestellt wurden. Nun

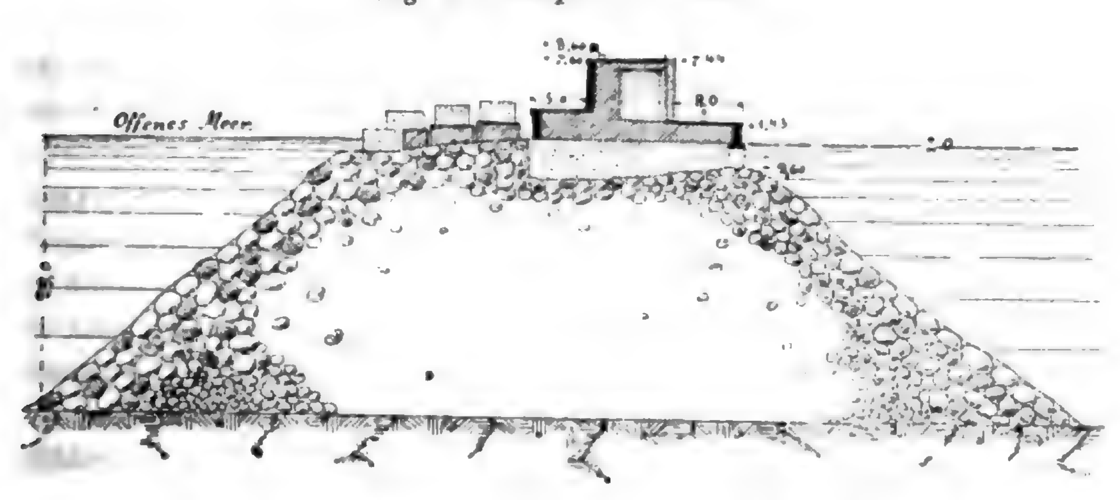
*) Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 433.

**) Die im Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 488 beschriebene Ausbesserung der Molen von Ymuiden durch Klinker-Rollschichten würde vermutlich nicht erforderlich geworden sein, wenn man ursprünglich zu den Blöcken einen fetteren Beton verwandt hätte.

ist gerade bei dieser Ausführungsweise die Verwendung von Beton besonders vorteilhaft, weil dieses Material weit bequemer und ungefährlicher durch die Luftschleusen nach unten befördert werden kann, als grofse Steine. Dennoch hat man in Genua die Seitenmauern abweichend von der ursprünglichen Absicht nicht aus Beton, sondern aus Bruchsteinmauerwerk hergestellt, weil ein vorzügliches Steinmaterial, welches erst zu Schotter hätte geschlagen werden müssen, vorhanden war und ein sehr geschicktes, in solchen Arbeiten erprobtes Personal an Maurern zur Verfügung stand, sodafs man auf ein Mauerwerk mit durchaus vollen Fugen rechnen durfte und hoffen konnte, durch Verwendung gröfserer Steine und die dadurch eintretende Verminderung der Mörtelfugen die Durchlässigkeit der Mauern aufs äufserste zu verringern. Ebenso sind bei manchen Hafendämmen, z. B. dem von Leixoès (F. 5, T. V) die Blöcke aus Bruchsteinen statt aus Beton hergestellt, weil sich dies dort als vorteilhafter erwies.

Ist es schon nicht leicht, in einem gegebenen Falle ohne weiteres zu entscheiden, ob es zweckmäfsig ist, das Mauerwerk durch Beton zu ersetzen, so ist es meistens noch schwieriger, wenn es sich wie bei den Hafendämmen um Ersatz der Steinschüttungen handelt. Bei vielen älteren und neueren Dämmen — Algier, Livorno, Marseille und noch mehr bei den steilen Dämmen von Dover, Ymuiden, Aberdeen u. s. w. — hat zwar ein solcher teilweiser oder vollständiger Ersatz stattgefunden und es sind dadurch gewifs stets die Unterhaltungskosten — weniger die Anlagekosten — verringert. Wenn aber

Fig. 20. *Neapel.* M. 1:1000.



an Orten, wo nicht nur das Steinmaterial, sondern auch der Mörtel so vorzüglich und billig ist, wie in Neapel, Genua und anderen Häfen Italiens, an Stelle steilgeböschter Betondämme noch immer die breiten Steinschüttungen in Anwendung sind, ohne dafs die Bodenbeschaffenheit es verlangt, so liegt dies wohl hauptsächlich in der allerdings sehr einfachen und bequemen Herstellung der Schüttungen und vielleicht auch in dem Umstande, dafs eine grofse Ersparung in den Anlagekosten durch die Verwendung des Betons doch nicht erreicht wird, indem der höhere Preis des Materials die Ersparnis an Massen wieder ausgleicht. Namentlich Neapel bietet hierfür ein interessantes Beispiel. Kriegs- und Handelshafen werden dort durch den Molo San Vincenzo gegen die aus Südwest kommenden heftigen Stürme geschützt. Der Wasserwechsel beträgt kaum 0,5 m, aber es ist ein sehr starker Seegang vorhanden, sodafs Wellen von mehr als 4 m Höhe vorkommen. Der etwa 1200 m lange Molo San Vincenzo ist in einer Wassertiefe von fast 30 m auf festem Baugrunde erbaut und wird zur Zeit, um auch gegen Süden die Einfahrt zu schützen, um 190 m verlängert. Der ältere Teil der Mole (Fig. 20) besteht aus einer Schüttung von vulkanischem Gestein, das in nächster Umgegend ge-

brochen wird. Der aus kleinen Stücken bis zu 0,1 t Gewicht geschüttete innere Kern ist mit Steinen von 0,1—4 t Gewicht umhüllt und das Ganze mit Blöcken von 7—10 t und mehr abgedeckt. Die 1,5 m über dem Mittelwasser liegende gemauerte Krone des Dammes ist 22 m breit und trägt eine 6 m hohe, 8 m breite Schutzmauer, in welcher sich nischenartige Aussparungen befinden. Aufserhalb der gemauerten Krone ist der Damm in 20 m Breite noch mit drei Reihen schwerer Betonblöcke abgedeckt, welche an Ort und Stelle gefertigt sind und in der Querrichtung genau hintereinander liegen, sodafs nur der äufserste Block auf seiner kleinsten Fläche vom Stofs der Wellen getroffen wird und die zwischen den Blöcken sich durchpressende Welle an Kraft verliert.

Da die beiden inneren Blockreihen die äufsere sehr wenig unterstützen und namentlich durch ihr Gewicht in keiner Weise halten, so hat man einerseits die Zahl der Blöcke vermehrt, andererseits aber bei der Verlängerung der Mole den in F. 1, T. V dargestellten Querschnitt gewählt*), bei welchem die äufsere Böschung bis zu einer Tiefe von 8 m unter M. W. durch Betonblöcke von 12,65 cbm Inhalt abgedeckt ist. Auch sind zwei Lagen von Blöcken durch Mauerwerk zu einer zusammenhängenden Krone verbunden, auf welcher dann aber doch wieder zwei Reihen loser Blöcke ruhen, um den Stofs gegen die Brustmauer zu verringern.

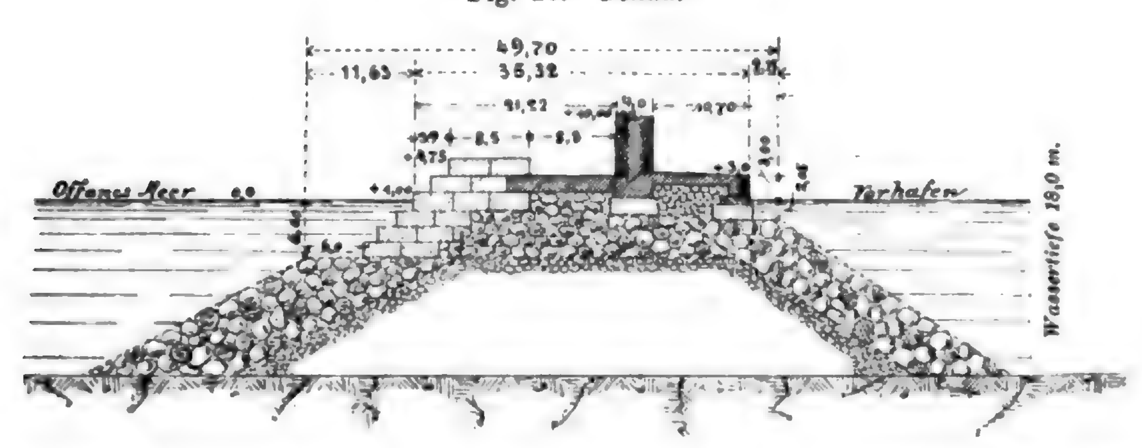
Der Querschnitt dieses in 30,5 m Wassertiefe errichteten Dammes übertrifft an Gröfse diejenigen aller bestehenden Hafendämme. Von der 30 m breiten Krone sind jedoch nur 6 m für den Verkehr nutzbar und die Schiffe können nicht unmittelbar längsseit am Damme löschen und laden. Wenn daher auch unzweifelhaft durch die Verwendung einer bedeutend gröfseren Zahl von Betonblöcken hinsichtlich der Dauerhaftigkeit ein erheblicher Fortschritt gegenüber dem älteren Querschnitt erzielt ist, so würde es doch zweckmäfsiger gewesen sein, wenn man die Betonblöcke nahezu senkrecht aufeinandergelegt hätte, wobei jeder Block durch das Gewicht der darüber liegenden wirklich gehalten wäre, und wenn diese steile Böschung so weit nach unten hinuntergeführt wäre, dafs die Wellen nicht mehr wie jetzt auf der äufseren Dossierung zu brechen gezwungen würden, sondern ihre schwingende Bewegung beibehalten hätten. Ob man durch die für die vorliegenden Verhältnisse wohl am meisten zu empfehlende Konstruktion eines steilen Betondammes auf einer durch ihre Tiefenlage vor dem Angriff der Wellen geschützten Steinschüttung in den Anlagekosten bedeutende Ersparungen gemacht haben würde, ist wie gesagt fraglich. Sicherlich würden jedoch die Unterhaltungskosten eines steilen Dammes erheblich geringere sein und aufserdem würden auch die gröfsten Schiffe den Damm als Lösch- und Ladekai haben benutzen können, während er jetzt nur als Wellenbrecher dient. Die Baukosten sind mit 12600 M. für 1 m verhältnismäfsig nicht hoch, was jedoch vorzugsweise in den örtlichen Verhältnissen seinen Grund hat, da nicht nur die Steine, sondern auch Kalk und Santorinerde in nächster Nähe vorhanden und die Arbeitslöhne niedrig waren.

Das Verfahren, den über Niedrigwasser liegenden Teil der seeseitigen Böschung und die eigentliche Brustmauer noch durch eine oder mehrere Reihen von Betonblöcken zu schützen, indem man zwischen letzteren und der Brustmauer gleichsam ein Wasserpolster schafft, findet sich übrigens in Italien auch noch in andern Häfen, z. B. in Genua, Salerno, Catania u. s. w., kann aber für Dämme, welche starkem Seegange ausgesetzt sind, nicht als genügender Schutz angesehen werden. In Genua**) hat man deshalb

*) Lo Gatto. I lavori del nuovo porto mercantile di Napoli. Torino 1890.

**) Zeitschr. f. Bauw. 1887, S. 243. Jüttner. Der Hafen von Genua.

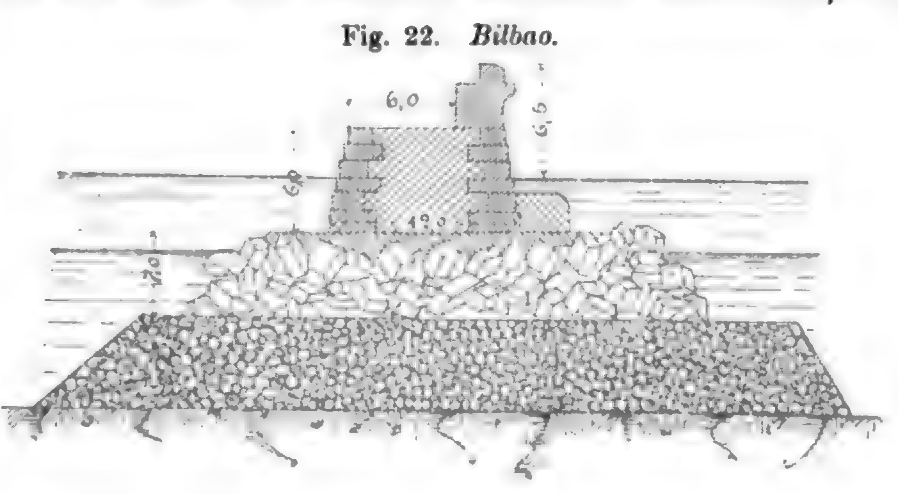
Fig. 21. *Genua.*



auch bei dem neuen westlichen Vorhafendamm, ähnlich wie nachher in Neapel, diese Blockreihen durch fünf Schichten von Betonblöcken unterstützt, s. Fig. 21. Es wäre jedoch, wie bei dem Damm von Neapel erwähnt, noch besser gewesen, diesen Blockschichten eine möglichst steile Dossierung zu geben. Bei der jetzigen von 45° werden die einzelnen Blöcke nicht viel fester liegen, als wenn sie, wie dies bei den Dämmen von Algier, Oran, Marseille u. s. w. geschehen ist, verstürzt wären.*) Letzteres Verfahren besitzt dann aber den Vorzug der leichteren Ausführbarkeit, ohne erheblich mehr Material zu verlangen oder stärkere Brandung zu erzeugen. Also entweder schaffe man durch regelrechtes Verlegen der Blöcke steile Dämme und verringere dadurch den Angriff der See und die Unterhaltungskosten, oder man verstürze die Blöcke in der billigsten Weise und sorge nur dafür, dafs sie grofs genug sind, um vom Wellenschlag nicht bewegt und beschädigt zu werden. Vergleicht man übrigens den Damm von Genua mit dem Wellenbrecher am Bassin Napoleon zu Marseille (F. 4, T. XXII der 3. Abteilung des Handbuchs) noch weiter, was ja nahe liegt, da die Häfen benachbart sind und ähnliche Wasserverhältnisse besitzen, so stimmen zwar die Abmessungen im allgemeinen ganz überein und die obere Breite beträgt hier wie da rund 35 m; von der Breite sind jedoch in Marseille 30 m, in Genua nur 10 m nutzbar. Der französische Damm ist daher auch in dieser Hinsicht dem italienischen überlegen und kann in der That als das beste Muster für Hafendämme bezeichnet werden, welche an Meeren ohne erheblichen Flutwechsel und an felsigen, das Steinmaterial bequem darbietenden Küsten errichtet worden sind.

Ersatz der Steinschüttungen durch Beton. Will man Steinschüttungen durch Beton ersetzen, so wird man nicht zum Verstürzen künstlicher Betonblöcke, wie bei dem sehr kostspieligen Wellenbrecher von Bilbao**) (Fig. 22), sondern entweder zur Nafsbetonierung oder zum regelrechten Blockbau übergehen müssen. Die Trockenbetonierung wird nur selten anwendbar sein, da Hafendämme meistens an Plätzen errichtet werden, welche

Fig. 22. *Bilbao.*



*) Man vergleiche hierüber: Voisin-Bey. Die Seehäfen Frankreichs. S. 132 ff.

**) Deutsche Bauz. 1889, S. 519. Wellenbrecher des Aufsenhafens von Bilbao.

dem Seegange und dem Wellenschlage stark ausgesetzt sind, sich also weder zur Herstellung umschlossener Baugruben, noch zur Verwendung gröfserer Taucherglocken mit Prefsluft eignen. Die gröfsten Übelstände bei jeder Nafsbetonierung, die teilweise Ausspülung des Mörtels und die damit zusammenhängende Schlammbildung rät der englische Ingenieur Kinipple dadurch zu beseitigen oder zu mildern, dafs man den Beton vor der Versenkung bis zu einem gewissen Grade erhärten läfst.*) Er empfiehlt auf Grund seiner seit mehr als 30 Jahren bei vielen Bauten im grofsen gemachten Versuche, den Beton mit möglichst wenig Wasser zu bereiten und gleich nach der Mischung in die Betonierungskasten fest einzustampfen, jedoch erst dann zu versenken, wenn derselbe — je nach der Mischung — schon etwa 3—5 Stunden abgebunden und die Festigkeit etwa von steifem Thon angenommen hat, oder wie er es nennt, „plastisch" geworden ist. Bei sehr unruhigem Wasser soll es aufserdem sehr zweckmäfsig sein, dem plastisch gewordenen Beton eben vor der Versenkung etwas rasch bindenden Cement beizumischen, wodurch der Beton noch bedeutend fester wird, ohne dafs ihm dies in Bezug auf das Anbinden an die früher geschüttete Masse schaden soll.

Auch Macalister fand, dafs Cementbeton noch zu einer Masse wieder zusammenband, wenn er auch bereits 18 Stunden vor der Versenkung an der Luft erhärtet war. Die schliefsliche Festigkeit des so geschütteten Betons war jedoch kaum noch halb so grofs, wie die eines gleich nach der Mischung versenkten. Ein Verlust an Festigkeit wird auch unvermeidlich immer eintreten, wenn der Beton nach einigen Stunden Abbindens durch die Entleerung der Kasten in der Erhärtung unterbrochen wird und dann der Zusammenhang zwischen den einzelnen Bestandteilen aufs neue hergestellt werden mufs. Wird jedoch die Auswaschung des Cements — Trafsmörtel ist bekanntlich infolge des Kalkzusatzes dem nicht in gleichem Mafse ausgesetzt — und die Schlammbildung durch das angegebene Verfahren wirklich verhindert, so kann ein nirgends mit Schlamm-Nestern und losen Steinen durchsetzter, vollständig dichter Beton, selbst wenn er an Festigkeit verloren hat, doch einem im allgemeinen viel festeren, aber an einzelnen Stellen ganz losen Beton weit vorzuziehen sein. Es darf jedoch das Kinipple'sche Verfahren unter keinen Umständen übertrieben werden, wovor man freilich in den meisten Fällen schon dadurch geschützt sein wird, dafs Versenkungsvorrichtungen, deren Umfang es gestattet, den Beton stundenlang in den Kasten abbinden zu lassen, nicht zur Verfügung stehen oder zu viel Raum erfordern würden. Das Wichtigste bei dem Verfahren ist das tüchtige Stampfen des Betons in den Kasten. Werden die letzteren sorgfältig bis oben gefüllt, sodafs das Wasser beim Hinablassen nicht über den Rand in den Kasten stürzen kann, dann ist namentlich bei Verwendung des zäheren Trafsbetons die Ausspülung beim Versenken nicht bedeutend, auch wenn man frisch gemischten Beton verwendet.

Ein interessantes Beispiel einer solchen Nafsbetonierung bieten die Elbschleusen des Nord-Ostsee-Kanals bei Brunsbüttel, bei denen die Hebung der leeren Betonkasten nicht mehr durch Windevorrichtungen, sondern durch Gegengewichte geschah, welche vorher durch die gefüllten sinkenden Kasten aus dem Wasser gehoben waren, jedoch, sobald jene geöffnet wurden und der Beton ausgeflossen war, das Übergewicht erlangten und nun ihrerseits sinkend und wieder eintauchend die leeren Kasten über den Wasserspiegel hoben. Diese Betonierung erfolgt jedoch auf einer vollständig ruhigen Wasser-

*) Minutes of proceedings etc. Vol. LXXXVII, 16. November 1886, S. 65. Kinipple. On concrete work under water.

fläche, während der Hafendamm von Wicklow das Beispiel einer neueren Nafsbetonierung liefert, welche in einem dem Wellenschlage der offenen See ausgesetzten Hafen mit den denkbar geringsten Hilfsmitteln ausgeführt wurde und sich gut bewährte.*) Die Wassertiefe betrug rund 5 m unter Niedrigwasser, der Wasserwechsel gegen 3 m. Der Meeresboden bestand teils aus Felsen, teils aus Mergelschiefer. Die Wurzel des etwa 200 m langen Dammes lag über N. W., die erste Strecke erforderte also kein Gerüst. Dann wurde ein solches aus 6—8 hölzernen Böcken hergestellt, welche 4 m voneinander entfernt waren und zwei schmale Eisenbahngleise trugen. Auf diesen liefen zwei Wagen, welche einen 5 Tonnen tragenden Dampfkran nebst daran befestigter Ramme trugen, mit deren Hilfe man die Profilpfähle schlug; hinter diese wurden sodann die Wandtafeln gelegt. Die auf Wagen herangebrachten vollen Betonkasten wurden mit dem Kran hinabgelassen. Ein zweiter solcher Kran stand auf einem Prahm, um mittels eines Priestmann'schen Exkavators den Kies und Sand für den Beton zu baggern. Mit diesem schwimmenden Kran wurden auch die Böcke aufgestellt und die Ständer mit Beton umschüttet. Nach wenigen Tagen war die Rüstung vollständig fest und der Beton konnte in der etwa 30 m langen Strecke zunächst in der Mittellinie des Dammes geschüttet werden.

Anfangs wurde der unter N. W. liegende Teil lagenweise im Schutze der bis zum Boden reichenden Holztafeln geschüttet. Doch wurde die Arbeit vielfach dadurch gehindert, dafs die Holzwände durch den Sturm zerschlagen wurden. Da das Gerüst sich im allgemeinen als stark genug erwies, dem Sturm zu widerstehen, so machte man die Wände möglichst leicht, damit sie zunächst nachgaben. Die Erfahrung zeigte, dafs es zweckmäfsig war, die Bretterwände beim Herannahen eines Sturmes ganz zu entfernen, sodafs sie beim Zerbrechen die Oberfläche des Betons nicht schädigen konnten. Auch fand man, dafs der Beton sich selbst in ganz frischem Zustande gut gegen Seegang hielt, wenn man nur verhinderte, dafs auf der Oberfläche sich lose Steine befanden. Als bei einem plötzlichen Sturm ein Teil des frisch geschütteten Betons mit dem oberen Teil der Holzwand abrutschte und aufsen am Fufse der Wand sich lagernd Schwierigkeiten bei der Entfernung der Holzwände verursachte, kam man dazu, den Beton selbst bei unruhigem Wetter ohne Bretterwände zu verstürzen. Nun wurde zunächst in der Mittellinie ein breiter Damm in der ganzen Länge des in Angriff genommenen Abschnitts geschüttet (Fig. 23, S. 98), dann wurden die Profilpfähle geschlagen; nur bis 1 m unter N. W. wurde eine Holzwand aufgestellt und schnell mit Beton hinterfüllt. Später bei besonders ruhigem Wetter führte man die Bretterwand bis über N. W. und hinterfüllte sie ebenfalls. Obgleich hierbei noch ebenso starke Stürme eintraten, wie der obenerwähnte, fand doch keine Beschädigung der Bretterwände mehr statt.

Im Mergel wurden die Pfähle anfangs eingerammt, doch war dies schwieriger, als das Einbetonieren und so ging man wieder zu letzterem Verfahren über.

Bei günstigem Wetter wurden täglich 200 cbm geschüttet. Die Ausspülung in dem mittleren Damm war selbst bei Sturm gering. Die Oberfläche war immer rein und hart. Der gelöste Kies und Sand lagerte sich an dem hafenseitigen Fufse des Dammes ab. In gröfseren Tiefen wurde selbst bei 60—80 cm hohen Wellen noch viel Beton versenkt, was bei Verwendung langer Holzwände nicht möglich gewesen wäre. Sobald die Aufsenseite hoch genug aufgeführt war, um Schutz zu geben, wurde auch die Binnenseite und das Innere geschüttet, nachdem zuvor der lose Kies und Sand entfernt waren.

*) Minutes of proceedings, Nov. 1886, S. 114. Strype. On Wicklow harbour.

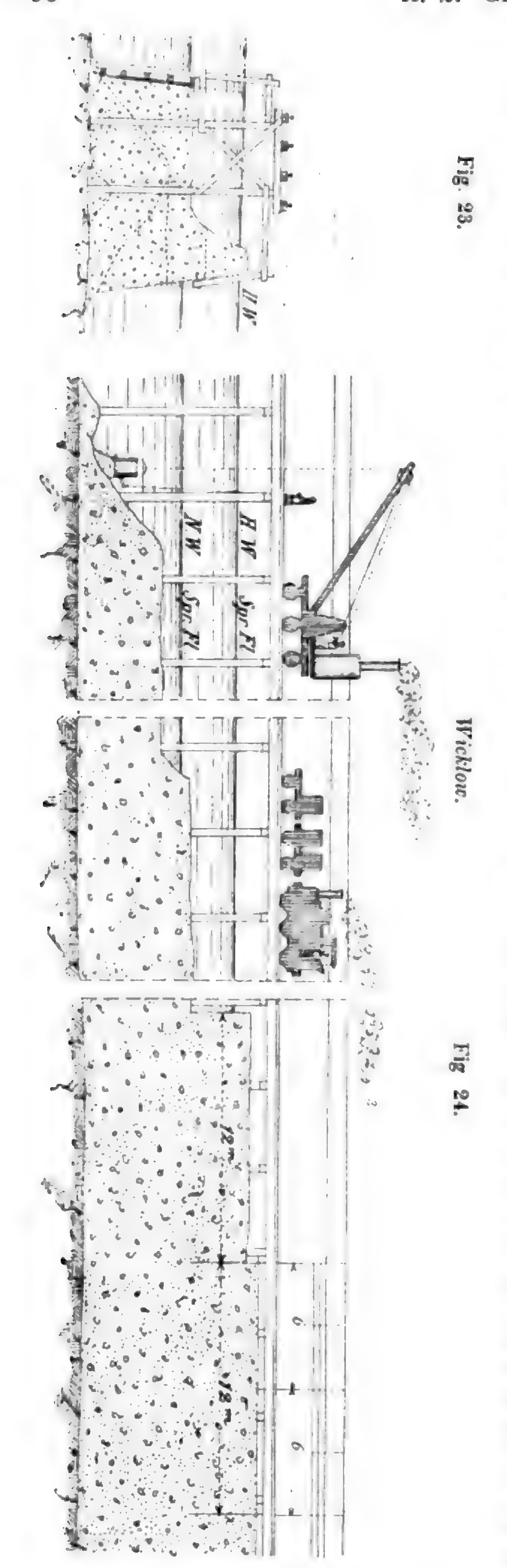


Fig. 23.

Wicklow.

Fig. 24.

Die durch den Temperaturwechsel in langen zusammenhängenden Betondämmen entstehenden unregelmäßsigen Risse wurden dadurch vermieden, daſs in Entfernungen von 12 m Querwände aufgestellt wurden, welche von N. W. bis nach oben reichten (Fig. 24). Darüber wurden nochmals Zwischenwände angeordnet und im obersten Teil abermals, da die oberen Teile den gröſsten Temperaturschwankungen ausgesetzt sind. Hierdurch sind alle Risse vermieden; die einzelnen Teile sind jedoch viel gröſser, als sie aus transportablen Blöcken sich hätten herstellen lassen. Der einzige schwer auszuführende Teil des Werkes war die Auſsenfläche von N. W. bis 70 cm unter N. W., da selbst Wellen von nur 15 bis 30 cm Höhe Ausspülungen des Cements durch die Fugen der Bretterwände bewirkten, bevor der Beton abgebunden war. Sorgfältiges Spunden, sowie Leinwand innen und auſsen nutzten weniger, als ein fetterer und feinerer Beton von 4 und selbst nur 3 Teilen Sand und Kies zu 1 Teil Cement.

Im allgemeinen wurden 7 Teile Sand und Kies zu 1 Teil Cement genommen, und namentlich anfangs auch gröſsere lose, bis zu 2 Centner schwere Steine mit einbetoniert. Unter N. W. geschah dies später nicht mehr und nie an den Auſsenseiten, sondern nur im Innern. Denn während der Beton für sich allein eine glatte Oberfläche bildete, wurden die aus dieser hervortretenden groſsen Steine, wenn sie unter Wasser dem Seegange ausgesetzt waren, ehe der Beton erhärtet war, von den Wellen gelöst, verursachten Wirbel und führten dadurch zur Zerstörung des Betons.

Auch die Mole der neuen Hafeneinfahrt in Wilhelmshaven*) (T. V, F. 11) liefert ein Beispiel für die vielfach gemachte Erfahrung, daſs, wenn Bodenbeschaffenheit und Wellenschlag es gestatten, die Herstellung der Hafendämme aus weichem Beton derjenigen aus Blöcken, namentlich in Bezug auf schnellere Ausführung überlegen ist. Dort sollte der Querschnitt der die Verlängerung einer Ufermauer bildenden Mole ursprünglich ebenso

*) Der Bau der zweiten Hafeneinfahrt zu Wilhelmshaven, von Rechtern u. Arnold, S. 31 ff.

gestaltet werden, wie derjenige der Ufermauer, nämlich als 6 m breites Mauerwerk aus künstlichen Blöcken von 3 m Länge, 1,5 m Breite und 1,4 m Höhe, in einer Tiefe von — 6,6 m beginnend und bis + 1 m hinaufreichend. Ein Längsverband der Blöcke sollte nicht stattfinden. Diese Blockmauer wurde zwischen zwei Spundwänden mit Hilfe eines Laufkrans hergestellt, nachdem zuvor durch einen auf dem Krangerüst laufenden Eimerbagger die nötige Tiefe geschaffen war. Die Blöcke waren am Lande aus hartgebrannten Backsteinen in Trafsmörtel von der Mischung 1 Trafs, 1 Kalk, 1 Sand gemauert und mufsten mindestens zwei Monate bei stetiger Annässung an der Luft erhärten. Das Versetzen geschah mit Hilfe von Tauchern, die jedoch in dem schlickhaltigen Wasser nur nach dem Gefühl arbeiten konnten, da auch unterseeische Lampen kein Licht zu schaffen vermochten. Ein genaues Einhalten der beabsichtigten Fugenbreite war deshalb nicht möglich, sodafs hierdurch doch ein gewisser Längsverband entstand, indem die Blöcke auch in der Längsrichtung mehr oder weniger übereinandergriffen. Die Ausführung ward dadurch ungewöhnlich erschwert, dafs mit Herstellung der Spundwände die Strömung sich erheblich an die südliche Wand hinanwarf, und eine 3,5 m tiefe Auskolkung vor derselben verursachte. Infolge dessen mufsten die Wände teilweise nachgerammt, die Sohle des Dammes tiefer hinabgeführt, und auch die Breite vergröfsert werden. Um den Spundwänden möglichst rasch wieder Halt zu geben, mufste zunächst die zeitraubende Blockversenkung für die unterste Lage eingestellt und statt dessen die Sohle ausbetoniert werden. Schliefslich ging man jedoch hierin noch weiter, stellte nur an der Seeseite der Mole die äufsere Blockschicht her und hinterfüllte sie vollständig mit Beton, welcher mittels Kasten durch den Kran während der Ebbezeit versenkt, oben abgeglichen und festgestampft wurde, sodafs bei dem Ansteigen der Flut selbst durch Wellenschlag keine nennenswerte Ausspülung des Mörtels stattfand.

Fig. 25. *Künstliche Steine von Kinipple.*

Grundrifs.

Schnitt *A A.* Schnitt *B B.*

Wie hier der weiche Beton gegen den Angriff der Wellen durch die äufseren Blöcke geschützt wurde, so hat Kinipple in Girvan mit bestem Erfolg verhältnismäfsig kleine künstliche Steine aus 1 Teil Cement und 4 Teilen Sand und feinem Kies verwendet, deren äufsere etwa 1 cm starke Haut aus Mörtel 1 : 1 hergestellt war und die, da sie nur 90 kg in der Luft und 40 kg im Wasser wogen, leicht ohne Krane durch Taucher versetzt werden konnten. An ihren Aufsenseiten waren ringsum schmale Rinnen vorhanden, deren Querschnitt die Hälfte eines Schwalbenschwanzes zeigt (s. Fig. 25). Die beim Versetzen dann entstehenden schwalbenschwanzförmigen Fugen wurden mit Thon oder schnell bindendem Cement verstrichen, wodurch eine wasserdichte Wand entstand, hinter welcher man den weichen sogenannten „plastischen“ Beton bis 15 cm unter der Oberkante der Wand einstampfte. Dann wurden die in der Mitte der Blöcke

und in den Stofsfugen angebrachten Löcher mit dickem Cementmörtel vergossen, der von den ausgehöhlten Lagerfugen in die Hinterfüllung drang und diese fest mit den Blöcken verband.

Ein anderer Versuch Kinipple's, den weichen Beton gegen Wellenschlag zu schützen, bestand in der Anwendung eines eisernen Schildes, welcher oben, vorn und an den Seiten geschlossen, hinten und unten offen, in einer Länge von 12 m den vorderen Teil des Dammes bis etwas über Niedrigwasser ganz umschlofs, und dann immer um etwa 2 m weiter geschoben wurde, bis auch dieser Raum von oben wieder mit dem „plastischen" Beton gefüllt war. Der Schild ist, weil zu leicht gebaut, bei einem Sturme stark beschädigt, das Verfahren soll sich jedoch im übrigen sehr gut bewährt haben. Wenn aber der Seegang erlaubt, einen solchen Schild zu verwenden, so wird auch der Anwendung gröfserer Taucherglocken nichts entgegenstehen und man wird dann wahrscheinlich besser thun, mit Hilfe von Prefsluft zur Trockenbetonierung überzugehen. Übrigens mag nochmals auf die oben angeführte Abhandlung Kinipple's hingewiesen werden, in der noch verschiedene Versuche und Vorschläge zum Schutz des Betons bei Nafsbetonierungen besprochen werden. Das beste der bekannten Mittel bleibt jedenfalls die Einschliefsung des Betons in Säcke. Dies Verfahren ist namentlich in bewegtem Wasser auf festem, unregelmäfsigen Grunde zu empfehlen, bei welchem die allen Unebenheiten sich anschmiegenden Säcke eine nahezu horizontale Abgleichung des Bodens gestatten und ein vortreffliches Material bieten, um den Damm bis über N. W. hinaufzuführen. In Newhaven*) (Fig. 26) wurden die 100 t haltenden Säcke mit Hilfe dafür besonders eingerichteter Klappenprahme versenkt, was jedenfalls sehr zweckmäfsig war, da der weiche Beton, wenn die grofsen Säcke nicht an vielen Punkten ganz gleichmäfsig unterstützt sind, leicht nach einer Seite rutscht und dann die Säcke zerreifst. Man hat daher meistens nur etwa halb so grofse Säcke verwendet, wie hier, so z. B. in Aberdeen, Wick, Plymouth u. s. w. Auch in Sunderland ist eine ähnliche Konstruktion zur Ausführung gekommen, welche noch den beachtenswerten Fortschritt zeigt, dafs in dem mittleren Betonkern über Hochwasser ein schmaler Gang ausgespart ist, durch den der Leuchtfeuerwärter bis ans Ende des Dammes gelangen kann. Eine Brustmauer auf der Dammkrone ist daher überflüssig geworden (s. Centralblatt der Bauverwaltung 1884, S. 255).

Fig. 26. *Newhaven.*

*) Minutes of proceedings, Nov. 1886, S. 92 ff. Carey. On Newhaven harbour.

Wenn ein Damm, wie in Newhaven, auf festem Untergrund errichtet wird und ein Längsverband unter den Sackblöcken also nicht bedenklich, vielmehr wünschenswert erscheint, so ist dieser dadurch leicht zu erreichen, dafs die Säcke, wie es dort geschah, nicht senkrecht, sondern schräg zur Längenrichtung des Dammes verlegt werden, sodafs jeder Sack der oberen Lage dann eine ganze Zahl von Säcken der unteren Lage überdeckt. Wenn dieselben nun auch nicht ganz so fest aneinander binden, wie die Lagen einer Betonschüttung, so ist doch ein weit gröfserer Zusammenhang unter ihnen vorhanden, als unter eigentlichen an der Luft erhärteten Betonblöcken, welche mit regelrechten Fugen ohne Mörtel aufeinandergeschichtet sind. Und es darf nicht vergessen werden, dafs jede Fuge in einem dem Wasser ausgesetzten Bauwerk immer ein — wenn auch meistens notwendiges — Übel bleibt. Denn je dichter der Körper und je weniger das Wasser im stande ist, in ihn einzudringen, desto weniger ist er der allmählichen Zerstörung durch dieses unterworfen. Es ist das im Grunde der dauerndste Vorzug, welcher aus dem festen Stampfen des im Trocknen geschütteten Betons erwächst, neben den anderen Vorteilen gröfserer Festigkeit, Dichtigkeit und rascherer und billigerer Herstellung des Betons. Je gleichmäfsiger solches Stampfen erfolgt, desto besser ist es, namentlich bei Bauten wie Dock- und Schleusenböden, wo es auf Schaffung eines gleichwertigen Materials ankommt, welches nötigenfalls auch auf Zug beansprucht werden kann. Beim Bau der Ufermauern des neuen Hafens in Bremen*) (T. V, F. 12), bei denen ein grofser Teil des Querschnitts aus sehr magerem Beton — 1 Teil Cement auf 10 Teile grobkörnigen Sandes — bestand, wurden drei an einer Daumenrolle hängende Stampfer von 60—120 kg Gewicht und 0,2—0,4 qm Stampferfläche durch vier Arbeiter mittels Handkurbel und Vorgelege in Bewegung gesetzt und der Beton in 30 cm starken Schichten eingestampft, wobei eine Einrichtung getroffen war, dafs das Gestell, welches die Stampfmaschine trug, nach einer gewissen Anzahl von Schlägen sich selbstthätig um etwa eine Stampferbreite weiter bewegte. Auf diese Weise liefs sich ein gleichmäfsig fester und dabei ungewöhnlich billiger Beton erzeugen und es wurden Kaimauern hergestellt, welche infolge eines sehr soliden Pfahlrostes und kräftigen Mauerquerschnitts kaum eine Spur von Bewegung gezeigt und dabei nur wenig gekostet haben.

Im Trocknen betoniert und gestampft sind auch die in F. 13, T. V dargestellten Mauern zu Barrow, welche mit Ausnahme der Deckplatten ganz aus Beton bestehen, und bei denen auch eine unter die eigentliche Sohle noch 1,5 m hinabreichende Betonmasse die Stelle einer Spundwand vertritt.

In solchen Gegenden, wo weder natürliches Gestein noch Ziegel, wohl aber Kies und Sand gut und billig zu haben sind, wird diese Mauerkonstruktion ganz besonders am Platze sein, weil dabei nicht blofs die Herstellungs-, sondern auch die Unterhaltungskosten sehr geringe sind. Insbesondere ist ein im Trocknen sorgfältig gestampfter Beton auch gegen die stärksten Witterungsverhältnisse sehr wenig empfindlich, wenn die zusammenhängenden Massen keine zu grofse Längenausdehnung besitzen, sondern durch Fugen genügend voneinander getrennt sind. Das zeigt sich beispielsweise an einer Mole, welche in den Jahren 1886—88 in der Kieler Bucht für Marinezwecke vom Verfasser entworfen und erbaut wurde, deren Ansicht und Querschnitt in den Figuren 9 und 10, Tafel V dargestellt sind. Der über gewöhnlichem Wasser liegende Teil besteht gröfstenteils aus gestampftem Kiesbeton und ist im Winter bei Hochwasser durch Spritzwellen mehrfach so überspült worden, dafs er infolge des dabei herrschenden Frostes

*) Die neuen Hafenanlagen zu Bremen von L. Franzius u. s. w. Hannover 1888.

vollständig mit Eis überzogen war. Der Beton hat dadurch bislang nicht im geringsten gelitten. Nur an der dem stärksten Seegange ausgesetzten Strecke ist eine dünne Cementhaut abgeblättert, und zwar in der fast senkrechten Mauerfläche, während die nicht unmittelbar von den Wellen angegriffene, horizontale Fläche der Krone noch ganz unversehrt ist. Da diese Mole wasserbaulich in mehrfacher Hinsicht von Interesse ist, so mag sie hier noch etwas eingehender besprochen werden.

Die Krone des Dammes sollte 3,5 m über dem gewöhnlichen Wasserstande liegen und mit Gleisen versehen werden können. Die zu umschliefsende Wasserfläche besafs eine Tiefe von 6—10 m unter Mittelwasser, während für den vorliegenden Zweck 5 m genügten, doch sollte letzteres Mafs auch unmittelbar an der Mole vorhanden sein. Die Schwierigkeiten lagen darin, dafs der feste Baugrund sich erst in einer Tiefe von 10 bis 25 m unter dem gewöhnlichen Wasserstande vorfand, dafs ferner der Bau mit der gröfsten Beschleunigung erfolgen und dabei möglichst wenig kosten sollte. Eine Steinschüttung mit Pfahlwerk im Innern, wie bei den Ufermauern von New-York*), würde viel zu teuer geworden sein. Man entschied sich dahin, die bis 15 m starke, ganz weiche Schlammschicht durch eine bis 6 m unter gewöhnlichem Wasser reichende Sandschüttung zu verdrängen, letztere gegen Abspülung durch ein 1 m starkes Sinkstück aus Buschpackung zu schützen und darauf einen 10 m breiten Damm mit steilen Wänden zu errichten, dessen einzelne Teile im stande sein sollten, die zu erwartenden starken Sackungen mitzumachen, ohne dafs der Zusammenhang des Ganzen gelöst würde. Zunächst wurde also der Schlamm so tief, wie es der gröfste zur Verfügung stehende Dampfbagger gestattete, bis 10 m unter gewöhnlichem Wasser fortgebaggert, sodann wurde vom Ufer beginnend die Sandschüttung mit Hilfe von etwa 50 cbm fassenden Klappprahmen hergestellt. Es ward nur reiner, möglichst grober Sand verwendet und stets in der Mittellinie des Dammes geschüttet, bis eine Höhe geschaffen war, welche durchweg 1 m über der später beabsichtigten lag. Der nach beiden Seiten stellenweise bis zum Wasserspiegel hinauf gequetschte Schlamm wurde möglichst bald bis auf 10 m Tiefe wieder fortgebaggert. Der Sand lagerte sich unter Wasser und Schlamm mit einer Böschung von 1:5. Der Schlamm wurde, wie die Bohrungen ergaben, überall, wo die Sandschüttung eine Dicke von mindestens 8—10 m besafs, also namentlich in der Mitte des Dammes, nahezu vollständig verdrängt, sodafs nur eine Schicht von etwa 1 m Stärke übrig blieb, in welcher Sand und Schlamm gemischt vorkamen. Bisweilen fand sich ein kleines, von Sand umschlossenes Schlammnest. Nach den Seiten zu war die Schüttung infolge geringeren Gewichts nicht vollständig bis auf den festen Boden gelangt, sondern wurde vom Schlamm getragen, wie dies ja auch bei den auf starken Moorschichten hergestellten Eisenbahndämmen beobachtet ist. Am ungünstigsten blieb eine Strecke des Dammes — der den Hauptdamm an das Ufer anschliefsende Querdamm — in welcher die Schlammschicht zwar nur von 10—12 m unter gewöhnlichem Wasser reichte, jedoch erheblich fester, moorartiger war, als in den übrigen Strecken. Obgleich die 5 m starke Sandschüttung hier zunächst noch um etwa 3 m überhöht war, wurde der Schlamm doch nur sehr wenig verdrängt und fast nur zusammengeprefst, sodafs spätere starke Senkungen nach Ausführung des über Wasser liegenden Dammkörpers für diese Strecke vorherzusehen waren und auch eingetreten sind.

Eine weitere Schwierigkeit bestand darin, dafs der feste Meeresboden nach der Mitte des Kieler Hafens zu ziemlich stark abfiel und infolge dessen namentlich an dem

*) Centralbl. d Bauverw. 1884, S. 84. Neue Uferbauten des Hafens von New-York.

Ende des Dammes Rutschungen in der Schüttung stattfanden. Hätte man Zeit gehabt, den Sand sich vollständig lagern zu lassen, bevor der eigentliche Damm hergestellt wurde, so würde dies unbedenklich gewesen sein. Da der Aufbau jedoch der Schüttung so rasch folgte, dafs er sie fast einholte, so ist am Molenkopf infolge solcher Sandrutschung kurz vor Fertigstellung des ganzen Bauwerks bei sehr niedrigem Wasserstande eine Strecke von etwa 25 m ausgewichen und eingestürzt.

Auf die Sandschüttung wurden 20 m breite und 1 m starke Sinkstücke gelegt. Die Anfertigung konnte in Längen von rund 20 m auf einem Helling der kaiserlichen Werft sehr bequem erfolgen. Auch die Versenkung bot keine Schwierigkeit. Das Buschwerk wurde nur mit Sand belastet, um die Zwischenräume möglichst auszufüllen und dadurch die späteren Sackungen einzuschränken.

Nun wurden zwei Reihen von 35 cm starken Rundpfählen in 10 m Entfernung voneinander mit 0,50 m Pfahlabstand bei 1:8 Neigung von schwimmender Rüstung mit Nasmyth'scher Ramme 6 m tief in die Sandschüttung geschlagen, sodafs sie nur 0,5 m über das gewöhnliche Wasser hinausragten. Mittels vorgelegter alter Eisenbahnschienen und in Abständen von je 2,5 m angebrachter, mindestens 5 cm starker, gröfstenteils alter Schiffsankerketten wurden die Pfahlreihen verbunden und alsdann der Zwischenraum bis zum gewöhnlichen Wasser mit möglichst grofsen, in der Ostsee „gefischten“ Granitfindlingen in gewöhnlicher Weise ausgefüllt. Für den über Wasser liegenden Teil der Mole wurde diese jedenfalls bequemste Art der Herstellung nicht gewählt, weil die Rundpfähle über Wasser zu grofse Unterhaltungskosten und die vollständige Steinpackung zu viel Anlagekosten verursacht haben würden. Es wurde vielmehr nach Art der Triester Molen ein aus zwei seitlichen Betondämmen mit zwischenliegender Packung aus Ziegelbrocken und Kies bestehender Querschnitt vorgezogen, welcher billiger und dauerhafter war als jener. Da jedoch auf starke Sackungen gerechnet werden mufste, so durften die Betondämme nicht etwa in einem zusammenhängenden Stück hergestellt werden, sondern mufsten aus einzelnen Blöcken bestehen, die aber zwischen abnehmbaren Holzwänden an Ort und Stelle geformt werden konnten. Die Betonmischung bestand aus 1 Teil Portland-Cement, 4 Teilen scharfer Sand und 8 Teilen Granitschotter oder gewaschener Kies von 1—10 cm Durchmesser. Damit die untere Fläche des Betons nicht durch Wellenschlag ausgespült wurde, belegte man die geschütteten Steine mit einem an der äufseren Holzwand noch etwas hinaufreichenden Leinwandstreifen. Der Betondamm ist aus zwei übereinanderliegenden Blockschichten gebildet. In der unteren Schicht sind die Blöcke 2,5 m, in der oberen 5 m lang. Die oberen Blöcke beider Dämme sind in je 5 m Abstand nochmals durch 5 cm starke eiserne Anker verbunden und da sie über die unteren Blöcke hinübergreifen, so werden auch diese durch sie gehalten.

Die wagerechten Fugen wurden lediglich dadurch gebildet, dafs die erhärtete untere Blockschicht 1—2 cm hoch mit trockenem Sand bedeckt wurde, bevor der frische Beton der oberen Blöcke hergestellt ward. Auf die lotrechten Fugen wurde jedoch gröfseres Gewicht gelegt und daher eine Trennung der einzelnen Blöcke durch zwei dünne Eisenplatten erzielt, welche um etwa 2 cm voneinander abstanden. Dieser Zwischenraum ward mit feinem Sand ausgefüllt, sodafs man, wenn die Blöcke erhärtet waren und der Sand entfernt wurde, auch die eisernen Tafeln leicht wieder herausziehen und neu verwenden konnte.

Der Raum zwischen den beiden Betondämmen ist im unteren Teil mit kleinen Seesteinen, darüber mit Klamotten und Kies ausgefüllt. Schliefslich sind in Entfernungen

von 5 m noch Reibepfähle geschlagen. Von der ursprünglich beabsichtigten Kreosotierung alles Holzes ist Abstand genommen, weil die daraus erwachsenden Kosten fast den Wert des Holzmaterials erreichten. Da nun der Bohrwurm im Kieler Hafen insbesondere den Rundpfählen ziemlich ungefährlich ist*), so hielt man es für zweckmäfsiger, schlimmstenfalls in einigen Jahrzehnten die Pfähle zu erneuern, als eine so erhebliche Summe für Kreosotierung wahrscheinlich unnütz zu opfern. Das Mirandollesche Verfahren, lange Pfähle nur in bestimmter Länge an einem Ende zu kreosotieren, wodurch ganz bedeutend gespart werden kann**), wurde leider erst eben nach Fertigstellung der Rammarbeiten bekannt.

Da der 500 m lange Hafendamm mit Ausnahme des beschädigten Kopfes innerhalb zwei Jahren hergestellt ist, so sind die Sackungen in den ersten beiden Jahren ungleichmäfsig und ziemlich erheblich gewesen, und haben an dem Querdamm im ganzen bis zu 0,9 m betragen. Während des dritten Jahres war die Senkung jedoch schon fast ganz gleichmäfsig auf 5—7 cm beschränkt, obgleich der Wasserstand um 4 m gewechselt hatte. Trotzdem über den die Rundpfähle verbindenden Ankerketten durch Holzkasten ein freier Raum bis zu 10 cm Höhe gelassen war, reichte dies vielfach nicht aus, sodafs die Betonblöcke sich doch auf die Ketten aufsetzten und diese brachen. Die Zahl der letzteren war glücklicherweise so grofs, dafs daraus Übelstände nicht erwachsen sind, zumal die meisten Ketten nachträglich wieder verbunden werden konnten. Es empfiehlt sich jedoch bei Dämmen, welche sehr starke Sackungen erleiden müssen, wie es hier der Fall war, über den Ketten so breite Fugen zwischen den Blöcken herzustellen, dafs die Ketten nur durch die Füllmassen des Dammkörpers, nicht aber durch die Blöcke selbst belastet werden können. Die Fugen können dann, wenn der Damm zur Ruhe gekommen ist, nachträglich geschlossen werden.

Das laufende Meter des Dammes hat nur (rund) 1900 M. gekostet, da 1 cbm Sandschüttung für 50 Pf. hergestellt werden konnte, während Steinschüttung 8—10 M. für das cbm erfordert hätte und in der kurzen Zeit nicht zu beschaffen gewesen wäre.

Eine an diesem Damm beobachtete Erscheinung ist noch zu erwähnen. Da die Mole in einer Länge von 400 m parallel zum Ufer läuft, so hielt man es nicht für bedenklich, den Molenkopf sanft dem Ufer zuzukehren, um dadurch für das geschaffene Becken mehr Schutz zu gewinnen, s. Fig. 27. Man nahm an, die zu Zeiten nicht unerheblichen Wellen würden der allgemeinen Richtung des Seeganges folgen und sich durch diese Form des Molenkopfes nicht auch dem Ufer zuwenden lassen. Es war letzteres aber doch der Fall und als nun, wie erwähnt, die Aufsenseite des Molenkopfes einstürzte, gab man demselben eine Form, welche auch nach der Aufsenseite eine etwas konkave Grundlinie zeigt, wodurch der Kopf allerdings erheblich verbreitert wurde; der gewünschte Zweck wurde jedoch vollständig erreicht (vergl. Die Seehäfen Frankreichs, S. 80 u. 81).

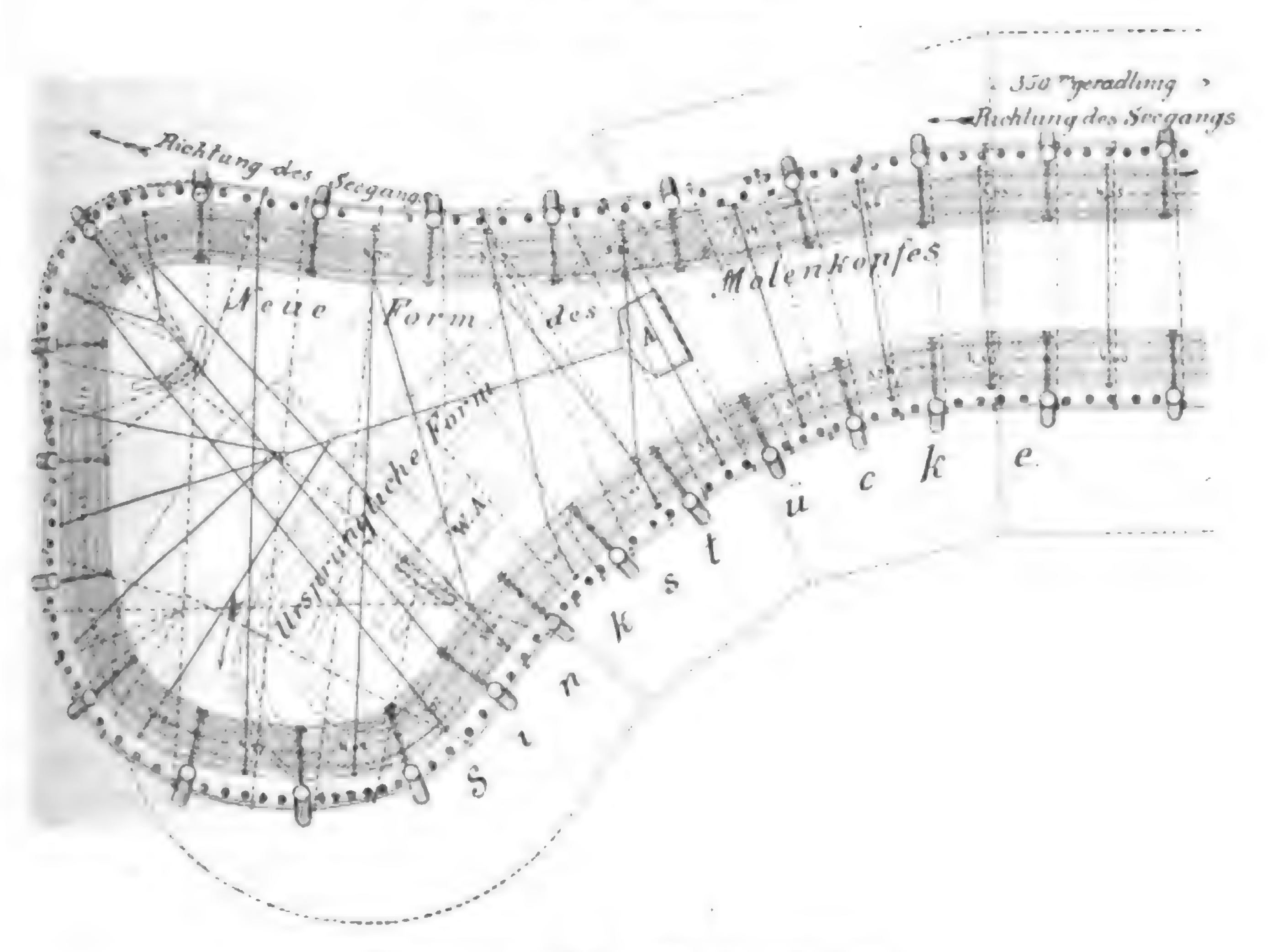
Als interessante neuere Beispiele von Hafendämmen, bei welchen nicht weicher Beton, sondern bereits erhärtete Blöcke benutzt wurden, mögen die Wellenbrecher von Boulogne, Leixoës und Colombo noch besonders genannt werden. Die beiden ersteren, in den Figuren 2 u. 5, Tafel V dargestellt, sind übrigens ähnlich wie der Damm in Neapel Belege dafür, dafs in Fällen, wo natürliches Gestein aus Steinbrüchen billig zu

---

*) Vergl. Anmerkung 14 des Verfassers zu: Die Seehäfen Frankreichs von Voisin-Bey, S. 171 der Übersetzung (Leipzig 1886).

**) Tijdschr. van het kon. inst. van ingenieurs vom 12. September 1885.

Fig. 27. *Kiel. Molenkopf.*



A Ankerblock. W. A. Weggefallene Ankerblöcke.

haben ist, der Beton die Steinschüttung und das Bruchsteinmauerwerk nicht ganz zu verdrängen vermag. Beide Dämme bestehen bis zum Niedrigwasser aus geschütteten Steinen, welche im allgemeinen nur ein durchschnittliches Gewicht von etwa 100 kg besitzen, doch sind die Böschungen mit schwereren natürlichen, die seeseitigen aufserdem noch mit verstürzten, grofsen künstlichen Blöcken abgedeckt. Letztere, wie auch der über N. W. liegende Teil des Dammes wurden aus Bruchsteinmauerwerk hergestellt, weil dies billiger war, als wenn man die Steine erst zu Schotter zerschlagen und als Beton verwendet hätte. Beide Querschnitte sind zweckmäfsig entworfen.*) Der Damm von Colombo**) ist zwar dem auf Tafel XXII, Figur 13 der 3. Abteilung des Handbuchs dargestellten Damm von Kurrachee ähnlich, indem er aus schräggestellten Blockreihen auf einer Steinschüttung besteht, er zeigt jedoch bemerkenswerte Verbesserungen, die sämtlich dahin zielen, den Blöcken zwar eine gewisse Beweglichkeit in vertikaler Richtung zu lassen, im übrigen jedoch alle Einzelteile möglichst zu einer einheitlichen Masse zusammenzuschliefsen und dadurch widerstandsfähiger zu machen. Denn es kann nur nochmals hervorgehoben werden, dafs alle Fugen in den Seebauten stets ein Übel bleiben, das um so gröfser wird, je stärker der Angriff der See ist und nur notwendig, wenn die Tragfähigkeit des Bodens oder die Unterschiede der Temperatur andernfalls

*) Laroche. Travaux maritimes, S. 375 u. 415.
**) Minutes of proceedings, Vol. LXXXVII, S. 76. Kyle. On Colombo harbour.

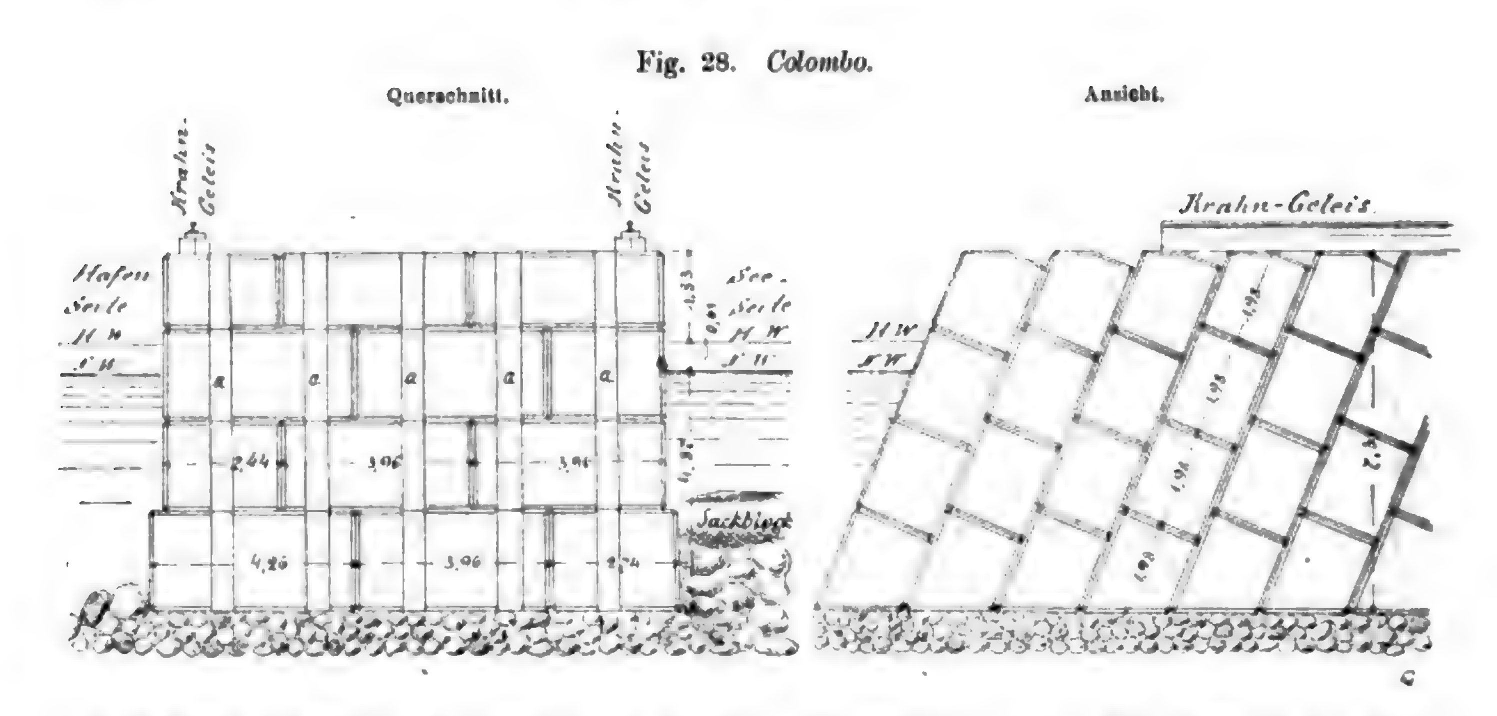


Fig. 28. *Colombo.*

doch Risse im Bauwerk hervorrufen würden. In Colombo (Fig. 28) bestand der Seegrund teils aus Fels, teils aus Sand, der Angriff der See war ein ungewöhnlich heftiger, sodafs die Wellen am Damm mehr als 40 m hoch hinaufgeschleudert wurden. Die mit einem 180 Tonnen schweren Laufkran versetzten, 16—32 t wiegenden — also verhältnismäfsig kleinen — Blöcke besafsen einen kräftigen Querverband. In der untersten und der obersten Schicht waren sie horizontal abgeschnitten, sodafs die ersteren auf der sorgfältig abgeglichenen Steinschüttung ein gutes Auflager fanden und die letzteren zur Unterstützung der Laufkranschienen unmittelbar benutzt werden konnten. Die Blockreihen waren unter einem Winkel von 68° zum Horizont geneigt.*) Um nun zu verhindern, dafs die Wellen ohne weiteres quer durch den Damm liefen, waren in den vertikalen Flächen der Blöcke Aussparungen *a a* angebracht, welche, wenn die Blockreihen sich berührten, fünf senkrechte, von oben bis unten durch den Dammkörper hindurchgehende Schlitze von rund 45 cm im Quadrat Querschnitt bildeten, die dann mit weichem, fest eingestampften Beton ausgefüllt wurden, sodafs eine seitliche Verschiebung der Blöcke durch die Wellen möglichst erschwert wurde. Dann wurden die Blockreihen mit einer zusammenhängenden Kappe von Beton abgedeckt.

Kinipple hält auch diese Verbindung der Blöcke untereinander noch nicht für ausreichend**) und hat bei dem Hermitage Wellenbrecher in Jersey (Fig. 29) zur Abgleichung des Felsbodens an Stelle von früher dort verwendeten Sackblöcken ein horizontales Fundament aus Geröll hergestellt, das durch Röhren von oben mit reinem Cement vergossen und zu einem fest zusammenhängenden Klotz verbunden wurde. Auf diesen Unterbau sind dann die schräg liegenden Blockreihen ähnlich wie in Colombo versetzt, jedoch sind alle Blöcke wie Spundbohlen mit Nut und Feder versehen, welche ineinander greifen und so den Längsverband schaffen. Darauf sind sämtliche Fugen, auch die unterste Lagerfuge, mit reinem Cement vergossen. Der ältere Teil des Dammes, welcher auf Betonsäcken ruhte und dessen schrägliegende obere Blöcke nicht vergossen waren, hatte durch den Angriff der See stark gelitten und nachträglich hat man auch bei ihm alle Fugen geschlossen. Sie wurden zunächst fast vollständig mit

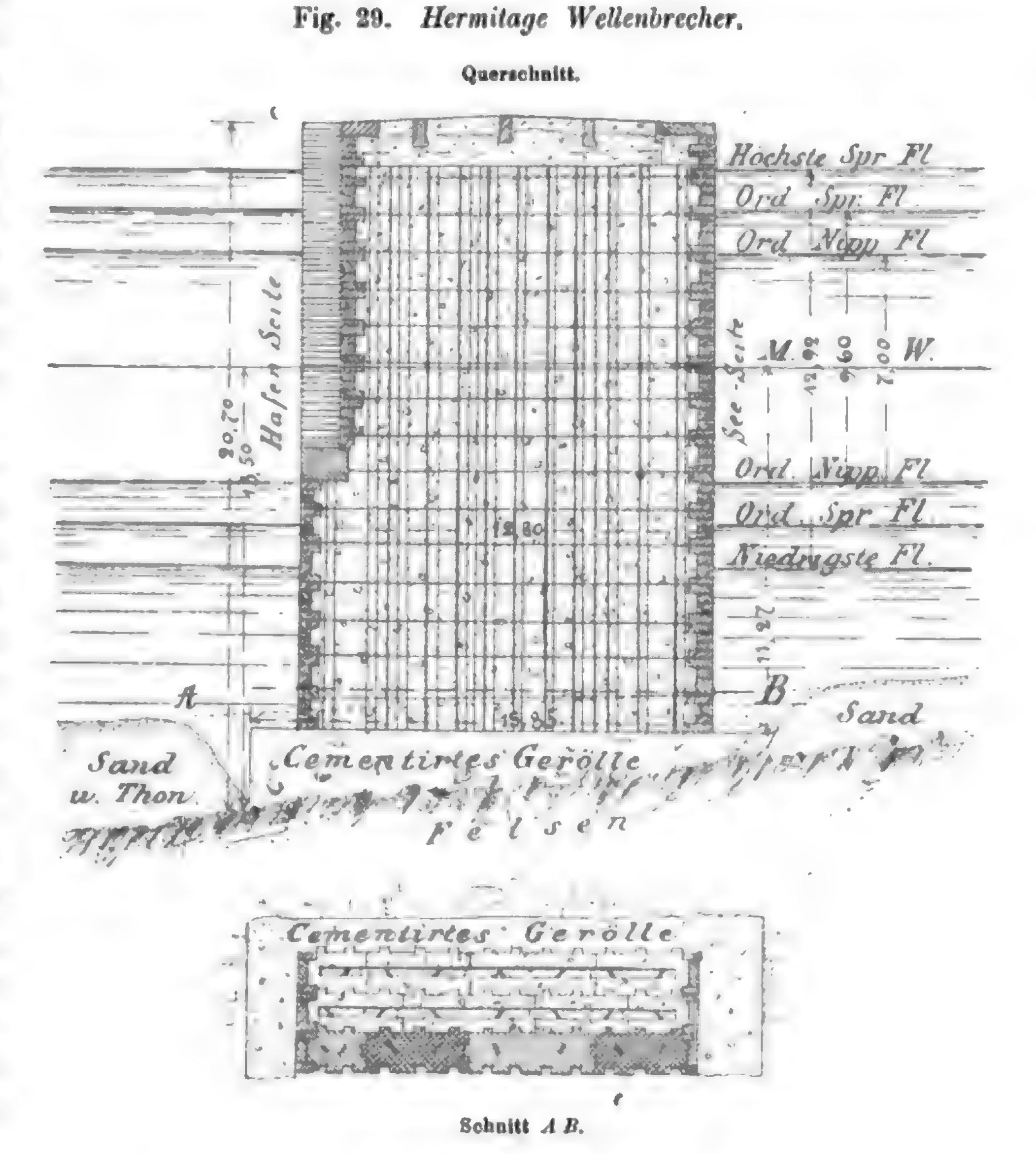
*) Dieselbe Neigung besitzen die Blöcke bei den Hafendämmen der Insel La Réunion. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 70.

**) Engineering vom 20. u. 27. Mai 1892.

Kies gefüllt und dann mit reinem Cement vergossen. An den Aufsenflächen wurden die Fugen schwalbenschwanzförmig aufgehauen und wenn sie nicht weiter als 10 cm waren, durch Rollen aus Leinwand geschlossen, welche mit weichem, reinen Cementbrei halb gefüllt waren und daher fest in die Fugen eingeprefst und dann vollständig mit flüssigem Cement nachgefüllt werden konnten. Bei grofsen Spalten benutzte man statt der strumpfartigen Rollen kleine Säcke.

Fig. 29. *Hermitage Wellenbrecher.*

Querschnitt.



Schnitt *A B.*

Ein solches Vergiefsen und einheitliches Zusammenfügen der Blöcke ist bei sehr heftigem Wellenschlag auf festem Untergrunde unbedingt zweckmäfsig. Auch das in dem angegebenen Aufsatze an verschiedenen Beispielen erläuterte, wenn auch nicht ganz neue Verfahren, unzuverlässige Fundamente oder auch den Baugrund von Hafenbauten durch Einpressen von Cement fest zu machen, ist unter Umständen sehr am Platze. Dafs jedoch in Zukunft keine Dämme aus Steinschüttungen und mit offenen Fugen versetzten Blöcken mehr hergestellt werden sollten, wie Kinipple hofft, ist nicht wahrscheinlich, da man an geschützteren Ufern und in Meeren mit geringem Wasserwechsel schwerlich auf diese leichter und billiger herzustellenden Konstruktionen verzichten wird und auf nicht tragfähigem Boden jedenfalls erst nach Jahren dazu übergehen darf, die Fugen zu schliefsen, wenn man nicht in den Bauten Spannungen hervorrufen will, die zu unregelmäfsigen Rissen Veranlassung geben.

2. Fortschritte in der Gründung mit Prefsluft.

Die in Vorstehendem erörterten Beispiele neuerer Hafenbauten, bei welchen die Verwendung des Betons eine bedeutende Rolle spielt, mögen genügen. Es soll nunmehr an einigen anderen Beispielen gezeigt werden, in welcher Weise die Verwendung der Prefsluft bei der Ausführung von Ufermauern und Trockendocks Fortschritte gemacht hat.

Die bedeutendsten mit Hilfe der Prefsluft ausgeführten Hafenbauten waren bislang die Kaimauern in Antwerpen und die Trockendocks in Toulon, vergl. den dritten Band des Handbuchs, Kap. XXII, S. 510 u. 526. In beiden Fällen blieb der die Arbeitskammer enthaltende Senkkasten im Boden stecken, in Toulon auch der ganze in Form eines Schwimmdocks hergestellte obere Mantel, während dieser in Antwerpen teilweise abgenommen wurde und wieder verwendet werden konnte.

Bei neueren Bauten sind nun die im vierten Bande des Handbuchs, Kap. XII, S. 57 ff. beschriebenen grofsen Taucherglocken oder Taucherschächte weiter ausgebildet, welche lediglich als eiserne Fangdämme dienen, in deren Schutz man das Bauwerk ganz im Trocknen ausführt. Dies hat den Vorteil, dafs die Kosten der in der Erde stecken bleibenden Senkkasten wegfallen und dafs man, was z. B. bei Trockendocks sehr von Bedeutung ist, Sohle und Seitenmauern nur aus Steinmaterial herstellen kann, ohne ein darinsteckendes Eisengerippe, dessen Dauer unbestimmt ist und welches auf die Dichtigkeit des Docks nur ungünstig einwirken kann, wie dies bei den Docks in Toulon thatsächlich der Fall sein soll. Allerdings mufs nun ein sehr grofser Teil des unter Wasser liegenden Mauerwerks unter Prefsluft hergestellt werden, welcher sonst im Schutz des auf der Arbeitskammer befestigten Mantels in freier Luft ausgeführt werden könnte, und dies wirkt namentlich dann auf die Baukosten ungünstig ein, wenn viele grofse Quader einzeln durch die Luftschleusen hinuntergebracht werden sollen. Weit weniger ist das jedoch der Fall, wenn man Beton verwendet, der über Wasser fertig bereitet, durch die Materialschächte hinabgeworfen und unter der Glocke nur gestampft wird. Es hängt also diese Verwendung der Taucherschächte mit dem Ersatz des Mauerwerks durch Beton eng zusammen, indem man in der Prefsluft möglichst nur mit Beton oder doch mit kleinen Steinen arbeitet. Sind dann die Seitenmauern eines Trockendocks in dieser Weise über den Wasserspiegel hinaufgeführt, so kann die etwaige Quaderverblendung in freier Luft hergestellt werden, wie dies z. B. in Genua geschehen ist. Zunächst mögen hier jedoch die Kaimauern im Hafen zu Bordeaux*) besprochen werden, welche einen Senkkasten zur Förderung der bei der Versenkung zu beseitigenden Erdmassen und aufserdem einen schwimmenden Taucherschacht zur Aufmauerung der Mauern besafsen. Es handelte sich um den Bau einer mehr als 1500 m langen Kaimauer an der Garonne. Bei einem Flutwechsel von rund 5 m und einer Wassertiefe von rund 7 m unter Niedrigwasser bestand das Flufsbett in 4—9 m Mächtigkeit aus Schlamm, auf welchen eine Sand- und Kiesschicht folgte, bis in einer Tiefe von 16 bis 18 m unter N. W. eine mächtige feste Thonschicht erreicht wurde. Da die Mauer an einem konkaven Ufer lag, sodafs spätere Auskolkungen nicht ausgeschlossen erschienen, wurde es für notwendig erachtet, mit dem Fundament bis in den Thon hineinzugehen. Die Gesamthöhe der Mauern betrug infolge dessen durchweg etwa 18—22 m und die Anordnung von Pfeilern mit 12 m weiten, durch Steinschüttung geschlossenen Zwischenräumen war durchaus zweckmäfsig.

Die Senkkasten erhielten über der Arbeitskammer auf etwa 4 m Höhe einen wasserdichten Blechmantel, wodurch ein oben offener Schwimmkasten hergestellt wurde, dem man einzelne verschliefsbare Öffnungen gab, um zum Zweck der Versenkung des Pfeilers Wasser einlassen zu können. Nun wurden die Senkkasten teils auf einfachen Hellingen, teils auf besonderen Wagen so weit zum Wasser geschoben, dafs das Hoch-

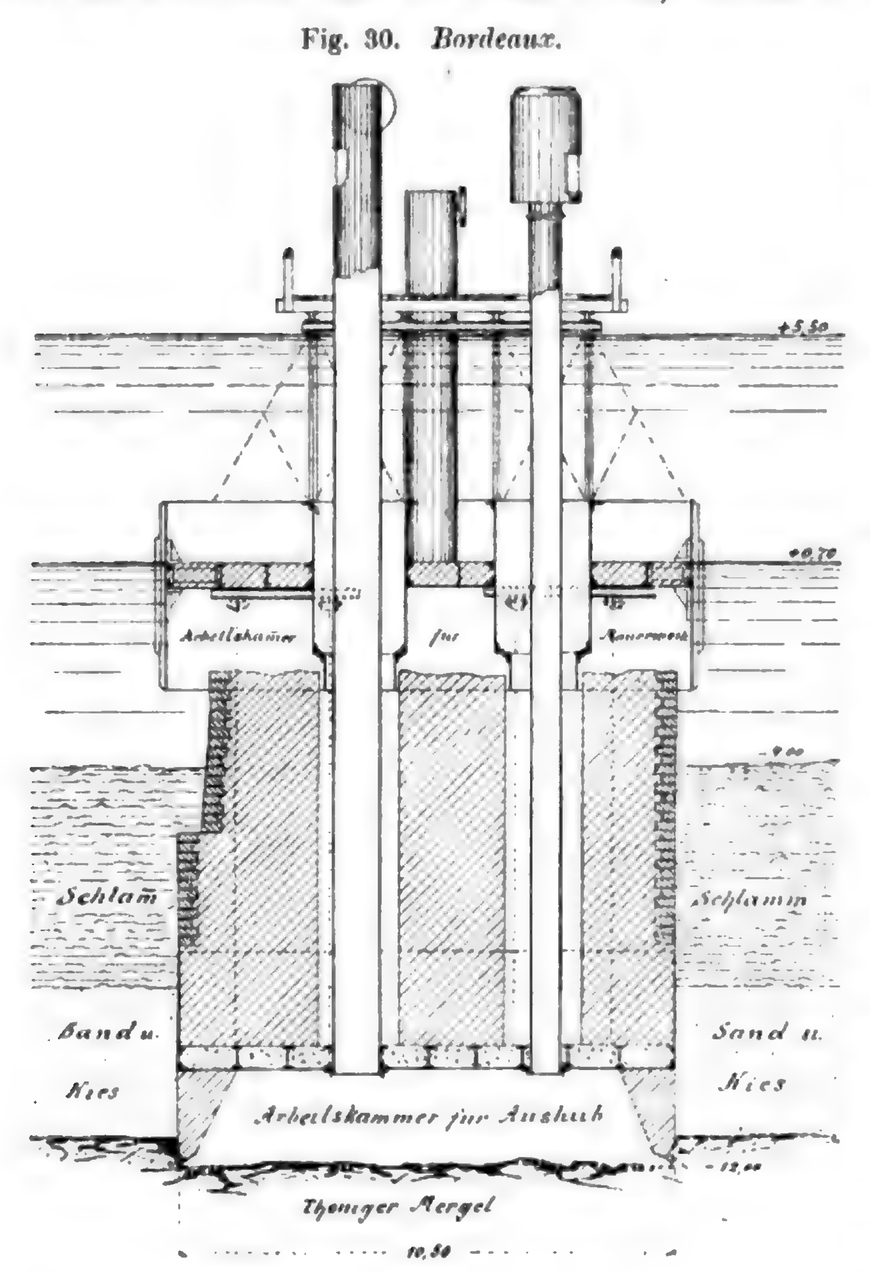
*) Zeitschr. f. Bauw. 1891, S. 351. Brennecke. Der Bau der neuen Kaimauern im Hafen von Bordeaux. Vergl. auch Schweiz. Bauzeitung 1891, Jan., S. 26, 34, 37 und Ann. industr. 1891, S. 546.

wasser sie abhob. Anfänglich wurden dann die noch schwimmenden, an den Versenkungsstellen verankerten Senkkasten nach oben durch weitere Mantelbleche verlängert, wie dies auch u. a. in Antwerpen ausgeführt ist. Diese Mantelbleche, die so eingerichtet waren, dafs man sie später leicht entfernen konnte, bewirkten, dafs der Senkkasten auch dann noch schwamm und demnach mit dem Wasserstande sich hob und senkte, wenn man bereits mit dem Mauerwerke über seiner Decke innerhalb des Mantels begonnen hatte, bis schliefslich die Belastung so grofs wurde, dafs er bei Flut sich nicht mehr hob, sondern auf dem Boden festsafs, sodafs man nun die Schachtrohre und Luftschleusen aufsetzen und nach genügender Belastung mit der Versenkung in den Boden beginnen konnte.

Hierbei entstanden jedoch bedeutende Schwierigkeiten, weil der Senkkasten infolge des stark wechselnden Auftriebes bei Ebbe gewöhnlich so tief in den weichen Boden einsank, dafs der Schlamm sowohl in die Arbeitskammer, als auch teilweise in die Schachtrohre eindrang. Dadurch wurde der Aushub ungemein erschwert und das lotrechte Absenken, sowie die richtige Stellung des Senkkastens in Frage gestellt und die Arbeiter wurden der Gefahr ausgesetzt, verschüttet zu werden. Diese Gefahr bestand so lange, als das Mauerwerk nicht über Niedrigwasser hinausragte und man gezwungen war, dasselbe noch im Schutze des Blechmantels auszuführen, wobei der Senkkasten so stark belastet werden mufste, dafs er sich bei Flut nicht heben konnte. Durch Anhängen des Senkkastens an feste Gerüste liefs sich hier wegen der tiefen Lage des festen Baugrundes keine Abhilfe schaffen und es mufste deshalb ein Verfahren gesucht werden, welches es gestattete, das Gewicht des Mauerwerks so gering als möglich zu halten, so lange der Senkkasten durch die Schlammschicht gesenkt wurde, und die infolge des Wasserwechsels eintretenden Veränderungen im Gewicht zu vermeiden. Dies erreichte der Ingenieur Zschokke dadurch, dafs er das Mauerwerk nicht mehr wie anfänglich im Schutze des Blechmantels ausführte, der bis über Hochwasser hinaufreichen mufste und dadurch die Schwankungen im Auftrieb und somit in dem vom Boden zu tragenden Gewicht zur Folge hatte, sondern im Innern eines zweiten schwimmenden Kastens, einer grofsen Taucherglocke, welche über den eigentlichen Senkkasten gestülpt wurde und deren Decke während der ganzen Versenkung ungefähr in der Höhe des N. W. gehalten wurde, s. Fig. 30, S. 110. Nun war das Verfahren folgendes: Nachdem der Senkkasten über der Stelle, wo er versenkt werden sollte, verankert war, wurden zunächst die Zwischenräume zwischen seinen Deckenträgern mit Beton ausgefüllt, was ausreichte, um den Kasten bei Niedrigwasser auf den Grund sich aufsetzen zu lassen. Damit er sich bei Flut nicht abhob, wurde in den Schwimmkasten Wasser eingelassen. Bei Hochwasser flöfste man alsdann die Taucherglocke über den Senkkasten, liefs dieselbe sich bei eintretender Ebbe über denselben stülpen und füllte auch ihren Schwimmkasten mit Wasser, sodafs auch sie sich bei Flut nicht wieder hob. Da die Decke der Glocke aufserdem durch Gufseisen genügend belastet war, so wurde es nun möglich, mit Prefsluft das Wasser aus der Glocke soweit zu verdrängen, dafs diese mit dem Senkkasten durch Ketten verbunden werden konnte. Darauf konnte das Wasser ganz aus der Glocke und aus dem Schwimmkasten oberhalb der Decke des Senkkastens verdrängt werden, da die Glocke nun von dem Senkkasten am Auftreiben verhindert wurde. Dann war es also möglich, in der Glocke das Mauerwerk über der Decke des Senkkastens herzustellen, indem die Baustoffe durch die Schleusen der Glocke hinuntergebracht wurden. War das in genügendem Mafse geschehen, um dem Auftriebe, welcher durch Füllung der Arbeitskammer des Senkkastens mit Prefsluft erzeugt wurde,

das Gleichgewicht zu halten, so wurde mit der Bodenförderung begonnen und nun ging die Versenkung regelmäfsig vor sich, indem die Erde wie gewöhnlich durch die Schleusen des Senkkastens hinausgefördert wurde. Wenn die Senkung des Senkkastens fortschritt und das Mauerwerk unter der Glocke wuchs, wurden die Ketten, welche beide zusammenhielten, verlängert, sodafs die Glocke nahezu in derselben Höhe schwimmend gehalten wurde und die Ketten immer gespannt blieben. Der gesamte Auftrieb blieb also trotz des Flutwechsels stets annähernd der gleiche und man konnte den Senkkasten, je nachdem es die Bodenverhältnisse verlangten, mehr oder weniger belasten, ohne die Arbeiter zu gefährden.

Fig. 30. *Bordeaux.*



Das in Vorstehendem beschriebene, von Zschokke angewandte Verfahren ist bei weichem Baugrund und namentlich bei grofsem Wasserwechsel sehr zu empfehlen.

Während bei diesem Apparat das Wasser mit eintretender Flut in den Schwimmkasten der Glocke frei einläuft und daher nur durch die über das Wasser hinausragenden Konstruktionsteile — Schachtrohre u. s. w. — eine geringe Schwankung im Auftriebe bewirkt werden kann, giebt Brennecke an der obengenannten Stelle noch eine andere Lösung zur Überwindung des wechselnden Auftriebes an, indem er nämlich neben der Belastung des zu versenkenden Senkkastens durch das im Schutze eines Mantels in freier Luft aufzuführende Mauerwerk noch eine veränderliche Wasserbelastung anordnet, die jedoch nicht selbstthätig ist, sondern durch Aufseher bedient und überwacht werden mufs. Während das Zschokke'sche Verfahren mehr Sicherheit für die Arbeiter bietet, würde bei Ausführung des Vorschlags Brennecke's das Hinunterbringen fast sämtlichen Baumaterials durch die Luftschleusen vermieden werden; es würden also Vorteile in Bezug auf die Kosten entstehen.

Die gröfsten schwimmenden Taucherglocken sind, wie gleich näher ausgeführt werden wird, von Zschokke beim Bau zweier Trockendocks in Genua angewendet; dabei ist jeder Senkkasten fortgefallen, sodafs die Docks von unten bis oben aus gleichartigem Material, wie auf ebener Erde, im Trocknen betoniert und aufgemauert sind.

Für die Inanspruchnahme eines Docks ist diese Ausführung entschieden günstiger als das von Hersent in Toulon angewandte Verfahren, bei welchem jedes der beiden Docks innerhalb eines einzigen grofsen, wie ein Schwimmdock konstruierten Senkkastens, dessen eisernes Gerippe im Dock stecken blieb, hergestellt wurde und es sich ereignen konnte, dafs noch kurz vor Vollendung des ersten Docks das ganze Bauwerk sich durch eine ungewöhnlich hohe Flut vom Boden abhob, wobei selbstverständlich im Innern der Eisenkonstruktion und des umgebenden Mauerwerks sehr wechselnde und bedeutende Spannungen auftreten mufsten. Nichtsdestoweniger war das Verfahren bei den höchst ungünstigen Wasser- und Bodenverhältnissen immerhin ein sehr sicheres und wurde von Hersent beim Bau eines Trockendocks in Saigon*) mit der Abänderung wiederholt, dafs statt eines Senkkastens deren zwei hintereinander versenkt wurden.

Auch in Dieppe**) wurde die fast nur aus Beton bestehende Dockschleuse zwischen dem Halbtide-Bassin und dem Vorhafen von Montagnier in gewöhnlicher Weise mit Hilfe von Prefsluft ausgeführt, weil der über dem Kreidefelsen liegende, aus Kieseln, Thon und Moor bestehende Baugrund sehr viel Wasser führte, sodafs bei einer gleichen Schleuse einige Jahre vorher die Trockenlegung der Baugrube die gröfsten Schwierigkeiten verursacht und etwa 240000 M. an Wasserschöpfkosten erfordert hatte. Man erwog hier, ob man nicht statt eines einzigen grofsen Senkkastens nur vier kleine, etwa 6 m breite anwenden sollte, mit welchen man die beiden Seitenmauern und zwei teilweise wieder zu entfernende Stirnmauern zur Umschliefsung der Baugrube herstellen und dann im Schutz dieses rechteckigen Fangedammes das Innere der Baugrube trockenlegen, ausheben und nach Wegnahme der inneren Blechwände ausmauern sollte. Das würde wahrscheinlich sehr billig geworden sein. Da man aber fürchtete, die Verbindung der vier Senkkasten untereinander würde nicht wasserdicht werden und besorgt war, es würden sich im Innern der Baugrube wasserführende Spalten des Kreidefelsens finden, welche den erhofften Vorteil der Prefsluftgründung in Frage gestellt hätten, so entschied man sich auch hier für die Anwendung eines einzigen Senkkastens.

Beim Bau eines Wehres in der Seine bei Coudray†) ging Montagnier dann jedoch zu dem zuerst von Lüders beim Bau der Knippelbroo (Knippelbrücke) in Kopenhagen angewandten Verfahren über, statt des Senkkastens einen Taucherschacht zu verwenden, der von unten durch Schraubenspindeln, welche auf dem frischen Mauerwerk standen, allmählich gehoben wurde.

Beim Bau einer Mole am Hafen La Pallice bei La Rochelle††) verfuhr Zschokke ähnlich, verbesserte den Taucherschacht jedoch, indem er über dem Arbeitsraum eine besondere Gleichgewichtskammer anbrachte, deren Decke mit Roheisenblöcken belastet wurde, welche aber selbst ebenso wie der Arbeitsraum entweder mit Luft oder mit Wasser gefüllt werden konnte. War der Arbeitsraum mit Wasser, die Kammer jedoch mit Luft gefüllt, so schwamm der Schacht. Liefs man das Wasser auch in die Kammer treten, so genügte dies, um den Schacht zu senken und auch dann noch auf dem Boden festzuhalten, wenn nun der Arbeitsraum mit Prefsluft gefüllt wurde. Um ihn jedoch gegen den Angriff der Wellen noch mehr zu sichern, wurde ein weiteres Übergewicht durch die erwähnten Roheisenblöcke geschaffen.

---

*) Ann. des travaux publics 1885, S. 1383. Ferner Laroche. Ports maritimes, Bd. II, S. 92.

**) Ann. des ponts et chaussées 1887, II, S. 535.

†) Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 207.

††) Daselbst 1887, S. 259.

Fig. 31 bis 36. *Trockendock. Genua.* Querschnitte (schematisch). M. 1:600.

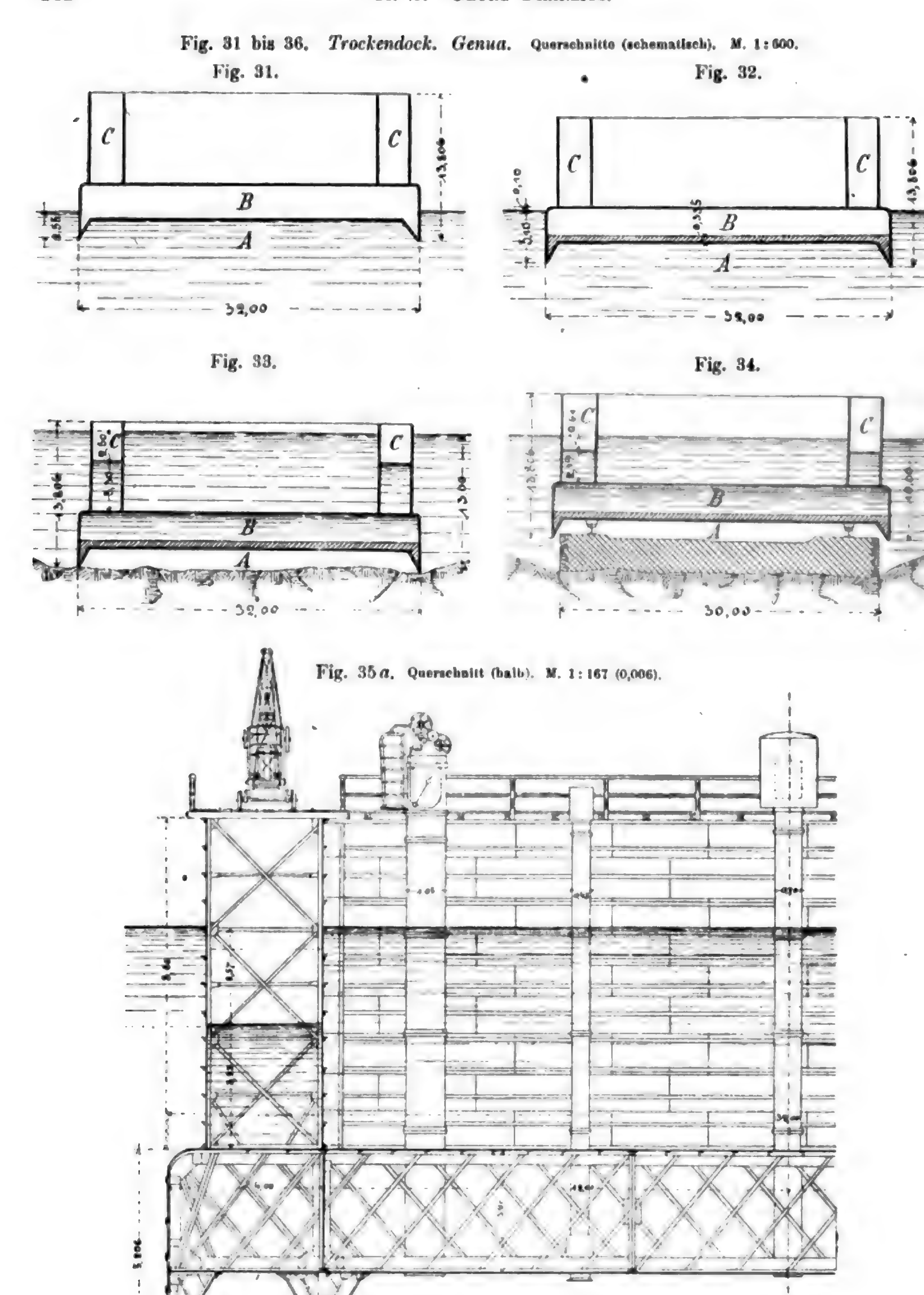


Fig. 35 *b*. Längenschnitt (schematisch). M. 1:400 (0,0025).

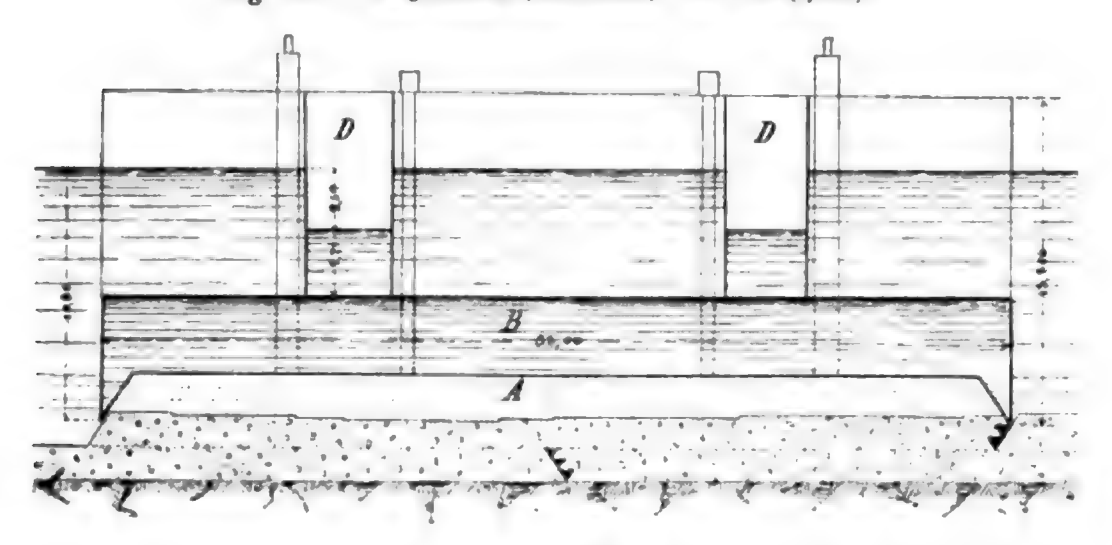
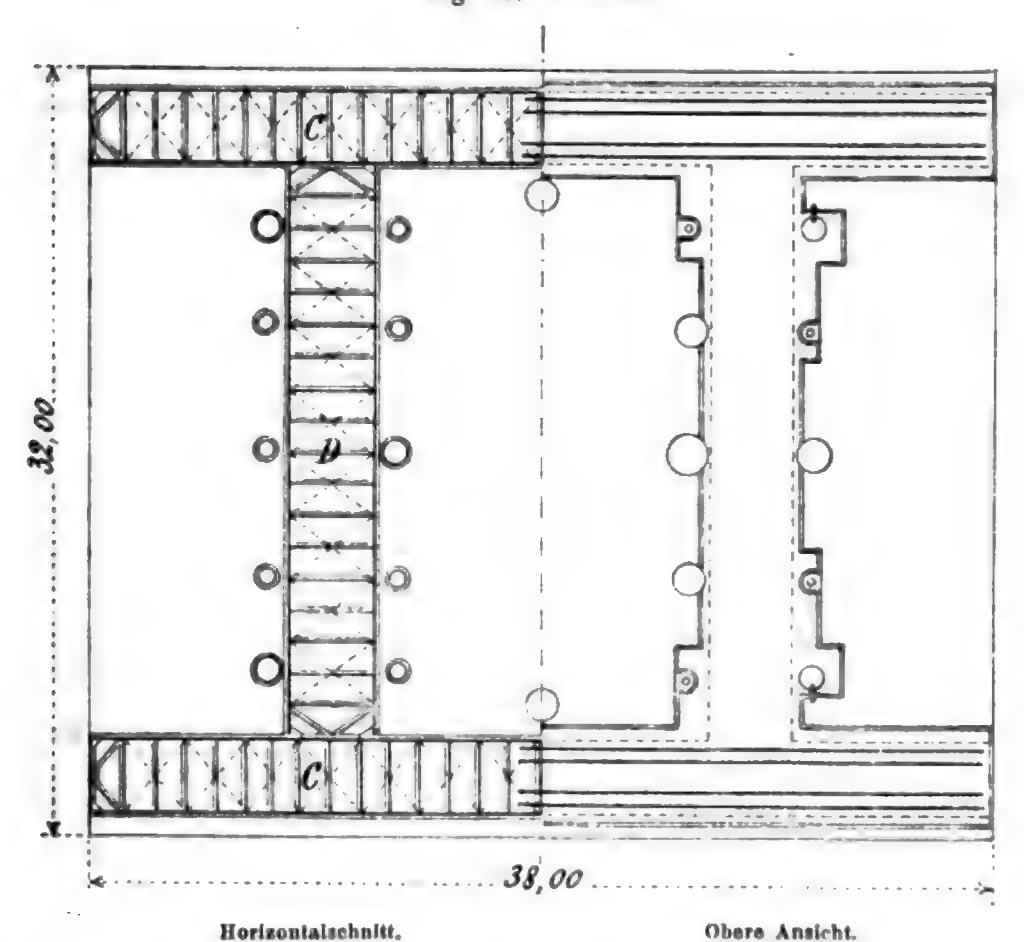


Fig. 36. Grundrifs.



Horizontalschnitt. Obere Ansicht.

In Genua*) hat **Zschokke** zum Bau der beiden grofsen Trockendocks (T. V, F. 7) zwei Arten von Taucherschächten verwendet. Ein Schacht von 38 m Länge und 32 m Breite ist zur Abgleichung des grofsenteils gesprengten Felsbodens und zur Betonierung der beiden Docksohlen benutzt, während drei kleinere Glocken (20 × 6,5 m grofs) zur Aufmauerung der Seitenmauern dienten. Der grofse Schacht war wie in La Rochelle so gebaut, dafs er schwimmen und selbständig bewegt werden konnte, während die kleineren von Schiffsgefäfsen getragen und an Ketten mittels Schraubenspindeln gehoben und gesenkt wurden. Den grofsen Schacht zeigen Fig. 31—35 *a* in

*) Centralb. d. Bauverw. 1888, S. 270. Vergl. auch daselbst, S. 454 und Wochenbl. f. Baukunde 1886, S. 350.

Querschnitten, Fig. 35 *b* im Längenschnitt und Fig. 36 im Grundrifs. Über dem Arbeitsraum *A* liegt auch hier eine Gleichgewichtskammer *B*, welche nach allen Seiten dicht abgeschlossen ist und im unteren Teil mit Eisen und Mauerwerk, im oberen mit Wasser angefüllt wird. Zu dieser Kammer gehört auch der Raum zwischen den Krageisen des Arbeitsraumes. Auf der Gleichgewichtskammer stehen dann noch vier Schwimmkasten *C* und *D*, zwei in der Längsrichtung, zwei nach der Quere. Sie reichen auch beim tiefsten Stande des Schachtes noch über den Wasserspiegel hinauf, sind daher oben offen, werden, um den Taucherschacht noch weiter zu senken, nach Bedürfnis mit Wasser gefüllt und gestatten, da jeder durch eine Querwand wieder in zwei Abteilungen zerlegt ist, die grofse Glocke genau horizontal auszubalancieren. Über diesen Schwimmkasten liegen Arbeitsbrücken mit Eisenbahngleisen für Laufkrane u. s. w. und neben ihnen, von den Brücken zugänglich, die zahlreichen Luftschleusen für Personen- und Materialien-Schächte.

Die Abmessungen des Arbeitsraumes waren so gewählt, dafs man, je nachdem die Glocke ihrer Breite oder Länge nach benutzt wurde, ein volles Stück der 36 m breiten Sohle von Dock No. 1 oder der 30 m breiten Sohle von Dock No. 2 ausführen konnte. Ohne jeden Ballast tauchte die Glocke 2,55 m ins Wasser ein (Fig. 31), mit dem festen Ballast 5,10 m (Fig. 32). Durch Einlassen einer Wasserschicht von etwa 0,75 m Höhe in die Gleichgewichtskammer senkte sich der Schacht in die gewöhnliche Arbeitstiefe von 10 m. Um nun arbeiten zu können, mufste die durch Prefsluft aus dem Arbeitsraum verdrängte Wassermasse (2270 cbm) noch in die Gleichgewichtskammer eingelassen werden, damit der Schacht genau in der gleichen Lage blieb. Hierdurch war dann die Kammer vollständig gefüllt und nun wurde zur Füllung der vier oberen Schwimmkasten übergegangen, durch welche man nötigenfalls bis in 16,5 m Tiefe gelangen konnte.

Nachdem der Boden geebnet und sorgfältig gereinigt war, wurde der aus 1 Teil Fettkalk, 2 Teilen Puzzolanerde und 4 Teilen Syenit und Kalksteinschotter hergestellte Beton in einer 0,5 m starken Schicht ausgebreitet und gestampft. Dann hob man die Glocke anfänglich durch Schraubenspindeln, welche von den Arbeitern in der Arbeitskammer gedreht wurden, später lediglich durch Auslassen von Wasserballast, genau um dasselbe Mafs von 0,5 m, und stellte in dieser Weise die erste Lage von 1,5 m Dicke aus drei Schichten her. Nun rückte der Taucherschacht in der Längenrichtung um die Breite des Schachtes weiter und man verfuhr in gleicher Weise mit der nächsten Schüttung. Infolge der dreieckigen Schneide der Arbeitskammer mufsten jedoch die in Fig. 35 *b* angedeuteten, 0,5 m tiefen Rinnen zwischen den beiden benachbarten Schüttungen entstehen, aus welchen das Wasser nicht mehr durch Prefsluft entfernt werden konnte, da sie tiefer als die Unterkante der Arbeitskammer lagen. Man hätte nun bei der geringen Tiefe der Rinnen die Ausfüllung wohl auch unbedenklich durch Einschütten des Betons in das Wasser bewirken können, ist aber noch vorsichtiger gewesen und hat die Rinnen in dieser Weise nur an den beiden Enden durch kleine Querwände geschlossen, das Wasser ausgeschöpft und thatsächlich allen Beton der Sohle in vorzüglichster Weise im Trocknen eingestampft.

Es ist leicht ersichtlich, dafs die Rinnen um so tiefer werden müssen, je dicker die einzelnen Schichten gewählt werden; durch Teilung jeder Lage in drei Schichten verschob man aber die Rinnen etwas gegeneinander, sodafs nicht eine 1,5 m hohe vertikale Fuge, sondern drei je nur 0,5 m hohe Fugen entstanden, welche wieder mit

einer durchlaufenden Schicht überdeckt wurden, sodafs auf unbedingte Dichtigkeit der Sohle mit Sicherheit gerechnet werden kann.

Die Dockmauern und der das Dock provisorisch abschliefsende Damm sind unter den kleineren Taucherschächten aus Bruchsteinmauerwerk aufgemauert, weil dieses in Genua noch billiger wurde, als der Beton. In derselben Weise wurde die Quaderverblendung des äufseren Pontonfalzes hergestellt, dann das Ponton vorgesetzt und nun das Dock mit dem bereits fertiggestellten Dockschöpfwerk ausgepumpt und im Innern mit Quadern verblendet.

Die Pontons sind als Hebepontons nach Art des beim Lloyd-Dock in Bremerhaven konstruierten Pontons mit nur einer vertikalen Wand hergestellt, vergl. Band III des Handbuchs, 3. Abteilung, Tafel XXVI. Das Schöpfwerk besitzt aufser einer kleineren Lenzpumpe drei grofse Kreiselpumpen mit direkt wirkenden Maschinen von Escher & Wyss in Zürich. Es sollen 350 Pferdekräfte vorhanden sein und zwei Pumpen in 5 Stunden 40000 cbm Wasser liefern. Die dritte Pumpe dient als Reserve.

Unter der grofsen Glocke waren beim Abgleichen des Meeresbodens gleichzeitig gegen 100 Arbeiter beschäftigt; in 24 Stunden wurden während dreier je 8stündiger Arbeitsschichten mit etwa 50 Mann 300—400 cbm Beton geschüttet.

Diese Bauausführung mufs bei den in Genua vorhandenen örtlichen Verhältnissen — wo es sich darum handelte, im offenen Vorhafen und auf felsigem Boden die Docks zu erbauen — als die denkbar vollkommenste angesehen werden, da die Güte der Ausführung bis in die einzelsten Teile überwacht werden konnte und Störungen und Hindernisse bei genügender Vorsicht ausgeschlossen waren. Sie wird auch zur Zeit in Neapel bei zwei Docks wiederholt.

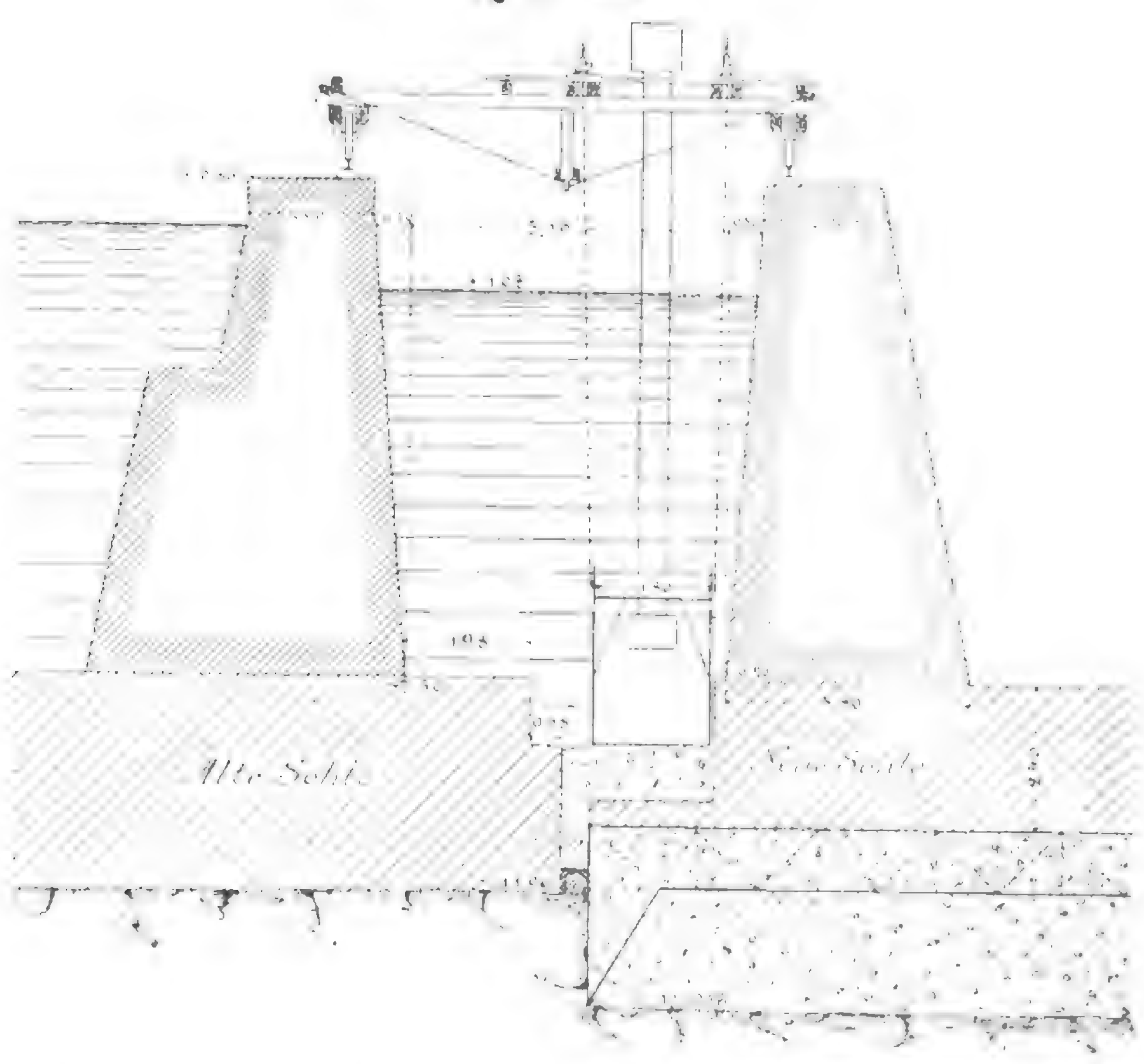
Bei nicht so unbedingt festem Baugrunde, wenn also ein stärkeres Setzen der Seitenmauern als der Sohle mit Sicherheit angenommen werden kann, empfiehlt es sich jedoch, um ein Reifsen des Bodens in der Mittellinie zu vermeiden, zunächst die Seitenmauern herzustellen und dann die Sohle zwischen ihnen. Dies gewährt nebenbei die Annehmlichkeit und den Vorteil, mit kleineren Taucherschächten arbeiten zu können, welche von der Breite der Docksohle unabhängig sind. In solcher Weise ist die Ausführung neuer Trockendocks in Kiel vom Verfasser in Verbindung mit L. Brennecke entworfen und es kann zur näheren Begründung dieser Ansicht auf die in der Zeitschrift für Bauwesen 1891, S. 537 und 1892, S. 523 von Gromsch bezw. von Brennecke veröffentlichten Abhandlungen über die Berechnung von Schleusen und Trockendocks verwiesen werden, durch welche die Beanspruchung solcher Bauwerke theoretisch klargelegt ist. Übrigens ist dieses Verfahren schon bei dem auf T. V, F. 6 dargestellten, 216 m langen Trockendock No. 5 in Spezia mit bestem Erfolg angewandt (vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 107), wenn dort auch weniger theoretische Erwägungen, als die beim Bau des Trockendocks in Livorno*) gemachten Erfahrungen dazu führten. Hier ist allerdings zunächst nur die Baugrube durch Seitendämme umschlossen, diese sind jedoch noch nicht zum Tragen der eigentlichen Seitenmauern mitbenutzt, sondern gestatteten nur, in ihrem Schutze das Dock im Trocknen auszuheben und aufzumauern. In Spezia setzen sich die Dockmauern dagegen schon vollständig auf diese Umfassungsmauern auf.

Bei den Schleusen der östlichen Mündung des Nord-Ostsee-Kanals sind die Seitenmauern ebenfalls für sich aufgeführt und dann die Schleusenböden dazwischen herge-

*) P. Bonato. I Bacini di carenaggio in Italia. Roma 1888.

stellt, während an der westlichen Mündung, wo dies auf nachgiebigerem Untergrunde nicht geschah, die zusammenhängende, die Seitenmauern mit tragende Betonsohle ebenso gerissen ist, wie dies dem Verfasser beim Bau der auf Tafel XXV, 3. Abteilung des dritten Bandes des Handbuchs dargestellten Hellinge in Kiel widerfuhr.

Fig. 37. *Livorno.*



Die aufserordentliche Länge des in zwei Abteilungen zerlegten Docks in Spezia von 216 m, die sich bei dem Dock in dem neuen italienischen Kriegshafen von Taranto wiederholt, wurde mit Rücksicht auf die im Mittelmeer verkehrenden grofsen Schiffe gewählt, doch wird fast immer nur eine Abteilung benutzt. In Deutschland ist man in den Abmessungen noch nicht ganz so weit gegangen, doch sind für das von den Verhältnissen der Nordsee abhängige neue Trockendock in Bremerhaven auch schon 200 m und für die auf die Ostsee zugeschnittenen neuen Docks in Kiel 175 m nutzbare Länge vorgesehen, da die nachträgliche Verlängerung eines Trockendocks stets sehr schwierig und nur selten angängig und zweckmäfsig sein wird. Eine Ausnahme von dieser Regel hat das obenerwähnte Trockendock in Livorno gemacht, welches kürzlich von Zschokke um 45 m verlängert wurde und zwar wiederum mit Hilfe von Prefsluft, vergl. Fig. 37. Es wurde dabei zunächst der runde Scheitel des alten Docks abgeschnitten und dieses vorübergehend durch eine Mauer abgeschlossen, sodafs es in Betrieb bleiben konnte.

Dann stellte man die Sohle des neuen Stückes mittels eines grofsen eisernen Senkkastens unter Prefsluft her, führte die Seitenmauern in freier Luft auf und ging erst jetzt an den schwierigsten Teil der Arbeit, die Dichtung zwischen der alten und der neuen Sohle. Zu dem Zweck schlofs man auch das neu hergestellte Stück des Docks an der Verbindungsstelle durch eine Quermauer, reinigte mit Hilfe einer kleinen Taucherglocke die Fuge nahezu bis zur Unterkante der alten Docksohle und stampfte sie im Trocknen mit Beton aus, wodurch vollständige Dichtigkeit erreicht wurde.

3. Zunehmende Verwendung des Eisens.

Es soll nun noch versucht werden, Fortschritte in der Verwendung des Eisens bei Hafenbauten nachzuweisen. Allerdings ist es noch nicht gelungen, dem Eisen eine erheblich gröfsere Widerstandsfähigkeit gegen den Angriff des Wassers zu geben. Es sind zwar manche Verbesserungen in den zum Schutz des Eisens angewandten Anstrichen erzielt und die Versuche mehren sich von Tag zu Tage. Wirklich von Bedeutung ist jedoch bislang nur die Verzinkung des Eisens geworden und sie sollte bei allen Eisenteilen, zu welchen man später nicht mehr gelangen kann, angewandt werden. Ob es freilich zweckmäfsig ist, z. B. auch ganze Schleusenthore aus verzinkten Blechen und Profileisen zusammen zu nieten, wie das namentlich in Frankreich mehrfach geschehen ist*), wird die Zeit lehren müssen.

Gröfsere Bedeutung hat das Eisen insofern erlangt, als es vielfach in Verbindung mit Beton oder Mauerwerk Verwendung fand, sei es in der bekannten Monier'schen Bauweise**) oder, wie oben beschrieben, in Gestalt grofser Senkkasten. Mag man auch hinsichtlich der Zweckmäfsigkeit solcher Verbindung von Eisen und Stein in Rücksicht auf die verschiedene Dauer, Ausdehnung und Festigkeit der beiden Materialien noch manche Bedenken haben, so ist aus derselben doch in vielen Fällen, namentlich wenn die Beanspruchung des Bauwerks nur während der Ausführung, oder wie bei Ufermauern in den ersten Jahren der Hinterfüllung eine besonders grofse ist, unstreitig Nutzen zu ziehen.

Als ein Beispiel hierfür kann z. B. das von Bücking an der „Kleinen Weser" in Bremen***) hergestellte eiserne Bollwerk mit dazwischen gespannten, nur 0,25 m starken Kappen aus hartgebrannten Ziegeln dienen. Die Konstruktion ergiebt sich aus Fig. 38, S. 118. Die Kosten haben sich nur auf 10 M. für 1 qm, also wenig höher, als die eines Bohlwerks aus Eichenholz gestellt. Welche Dauer das Eisen hier haben wird, ist zwar mit Sicherheit nicht zu sagen. Während der seit der Erbauung bis jetzt verflossenen ersten zehn Jahre sind die Unterhaltungskosten jedoch sehr geringe gewesen.

Ganz unter Wasser liegende Spundwände werden nur dann zweckmäfsig aus Eisen hergestellt, wenn es sich um vorübergehende Umschliefsung von Baugruben handelt, bei welchen man durch Verwendung breiter Tafeln die Zahl der Fugen verringern möchte, oder wenn zu befürchten ist, dafs der Bohrwurm das Holz zerstört. Im allgemeinen wird jedoch Holz billiger zu beschaffen sein und sich unter Wasser besser halten

---

*) Ann. des ponts et chaussées, Nov. 1887. Schleusenthore in Havre.

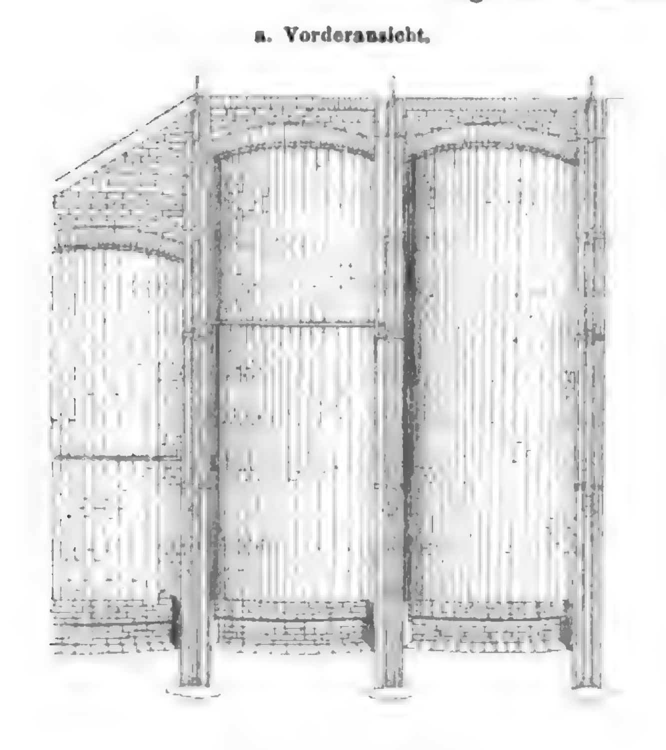
**) Ein interessanter Vorschlag zur Herstellung einer Reihe von so konstruierten Silos zur Beladung der Seeschiffe mit Getreide findet sich in dem Projekt von G. Luther. Die Neugestaltung des Hafens von Odessa. Braunschweig 1889. (Nicht im Buchhandel.)

***) Centralbl. d. Bauverw. vom 17. März 1883.

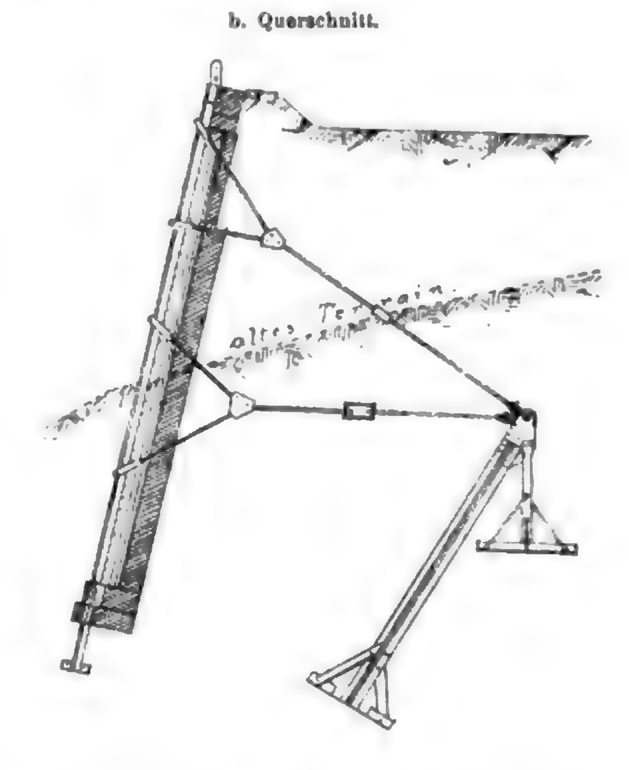
als Eisen. Dagegen werden die horizontalen Gurtungen und die Anker zur Verbindung der Spundwand mit den Ankerpfählen, sowie die über Wasser liegenden Ständer und Holme, welche man entweder durch Verzinkung oder durch Anstrich erhalten kann, vorteilhafter aus Eisen hergestellt. Die über dem gewöhnlichen Wasserspiegel liegenden Bohlen endlich sollten, weil sie sehr rasch faulen, entweder aus Eichenholz bestehen, oder besser noch, wie in vorstehendem Beispiel aus Bremen angegeben, durch Kappen aus Klinkern oder Stampfbeton ersetzt werden.

Fig. 38. *Eisernes Bollwerk. Bremen.*

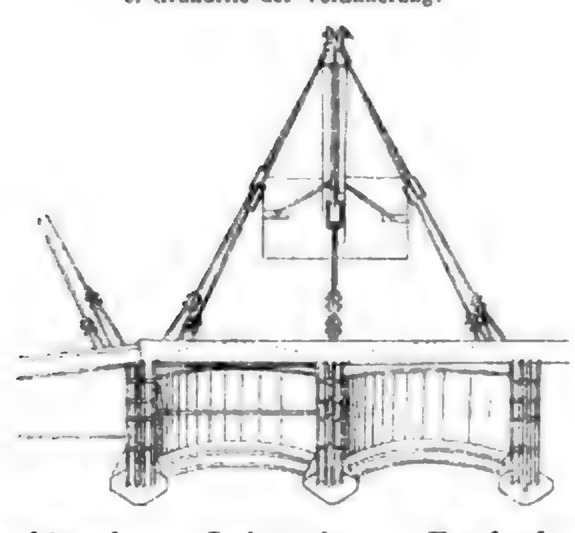
a. Vorderansicht.



b. Querschnitt.



c. Grundrifs der Verankerung.



Figur 4 auf Tafel V zeigt ferner einen eisernen Hafendamm, der im Vorhafen von Dieppe hergestellt ist. Es werden, wie in Kap. XX des Handbuchs, S. 259 erwähnt ist, namentlich in den langen, engen Einfahrten der am Kanal La Manche gelegenen französischen Häfen vielfach durchbrochene Ufereinfassungen errichtet, durch welche die Wellen teilweise seitwärts in kleine Becken eintreten können und dort totlaufen sollen, während der vorbeilaufende Teil eine entsprechende Schwächung erleidet. Diese Ufereinfassungen oder durchbrochenen Leitwerke — Estakaden genannt — bestanden früher vorzugsweise aus Holzjochen, seltener aus gemauerten Pfeilern mit hölzernen Laufbrücken, werden aber namentlich überall da, wo ein starker Flutwechsel gestattet, den Anstrich nach Bedarf zu erneuern, vorteilhaft durch Eisenkonstruktionen ersetzt; dies ist u. a. in Dieppe geschehen, wo vorher die in F. 3, T. V dargestellte Holzkonstruktion in Gebrauch war. Die letztgenannte Figur erläutert gleichzeitig einen noch nicht erwähnten Fortschritt in den Bemühungen, die Wellen in engen Fahrwassern abzuschwächen. Es werden nämlich neuerdings die vorhin erwähnten seitlichen Becken mit ganz regelmäfsig gestalteten,

befestigten Sohlen versehen, sodafs an Stelle der steilen Ufermauer eine flache, die Wellen brechende Böschung geschaffen wird, eine breite schiefe Ebene, die mit sanftem Gefälle am Rande des Fahrwassers hinführt. Um vollständig zu wirken, mufs diese Böschung womöglich bis zum Niedrigwasser der Springflut, jedenfalls bis zum N. W. der Nippflut hinunterreichen und eine achtfache Dossierung erhalten, die bis über das Hochwasser hinaufreicht, nach oben zu jedoch allmählich etwas steiler werden kann. Mufs man aus Mangel an Raum der Böschung eine stärkere Neigung oder eine geringere Höhe geben, so bekommt man zurücklaufende Wellen, welche im Fahrwasser lebhaften Wellenschlag erzeugen. Schmale Seitenbassins ohne solche Böschungen schaffen nur geringe Besserung, da die Wellen sich infolge ihrer Ausbreitung zwar erst etwas senken, jedoch fast die ursprüngliche Höhe wieder annehmen, sobald sie die regelmäfsige Breite des Fahrwassers wieder erreichen.*)

Am deutlichsten erkennbar sind die aus dem Ersatz des Holzes durch Eisen entstandenen Fortschritte bei der Konstruktion der Verschlufsvorrichtungen von Trockendocks, und was für diese gilt, kann im allgemeinen auch als für Schleusen und Durchfahrten zwischen den einzelnen Hafenbassins giltig angesehen werden, sofern nicht eigenartige Wasserverhältnisse eine besondere Konstruktion verlangen.

Wenn man von der technisch nicht ganz verständlichen, ausnahmsweisen Anordnung grofser hölzerner Schleusenthore beim Manchester-Seekanal absieht, sind alle derartigen Verschlufsvorrichtungen in neuerer Zeit als ganz oder nahezu schwimmende eiserne Kasten hergestellt, mögen sie nun im übrigen nach Art der gewöhnlichen Stemmthore als zweiflügelige Drehthore**) oder wie in Dundee***) und Havre†) als einflügeliges konstruiert sein, mögen sie — wie vielfach in Italien — als ganz schmale, durch hölzerne Spreizen gegen die Dockmauern abgesteifte Hebepontons, oder wie vorzugsweise in England geschieht, als Schiebethore benutzt werden. Die letzteren, deren Vorzüge bereits in Kapitel XXII des dritten Bandes des Handbuchs, S. 524 hervorgehoben wurden††), sind nun in jüngster Zeit noch wesentlich vereinfacht und verbessert, sodafs sie zur Zeit als die vollkommensten Verschlufsvorrichtungen anzusehen sind.†††)

Die Vereinfachung ist bei dem seit 1892 in Betrieb genommenen Schiebethor des in F. 8, T. V dargestellten Hamilton-Trockendocks auf Malta§) wohl so weit wie möglich getrieben, sodafs das Thor im Grunde nur aus zwei symmetrischen, gegeneinander kräftig abgesteiften, vertikalen eisernen Wänden besteht, welche durch einen sie verbindenden, teils mit Luft, teils mit Wasser gefüllten Schwimmkasten zum Aufschwimmen gebracht werden können, für gewöhnlich aber mit dem geringen Übergewicht von 20 t auf zwei Gleitbahnen aus Granit ruhen und in kaum 5 Minuten hin oder her gezogen werden.

Da nur der als Schwimmkasten dienende Teil des Querschnitts geschlossen ist, so verdrängt das Schiebethor bei dieser Bewegung so wenig Wasser, dafs dadurch kein namhafter Widerstand geschaffen wird, was gegenüber den ganz geschlossenen

*) Voisin-Bey. Die Seehäfen Frankreichs, S. 150 ff.
**) Ann. des ponts et chaussées 1887, S. 411. Port du Havre. Sur les nouvelles portes en tole etc.
***) Deutsche Bauz. 1889, S. 605.
†) Nouv. ann. de la constr. Nov. 1887.
††) Minutes of proceedings 1880/81, P. III. Macalister. Caissons for dock entrances.
†††) Vernon-Harcourt. Harbours and docks, S. 456.
§) Engineering, Bd. XLIV, S. 224; daselbst 1892, I, S. 545 u. 550.

Pontons ein grofser Vorzug ist, weil der in Kap. XXII des dritten Bandes des Handbuchs, S. 524 (Schiebethor von Milford) erwähnte Abflufs des in die Pontonkammer hineingeprefsten Wassers hier keinerlei Schwierigkeiten bereitet. Statt der dort angegebenen Bremse ist daher auf Malta eine andere Hemmvorrichtung angebracht, indem das Druckrohr des hydraulischen Cylinders vom Ponton selbst abgesperrt wird, sobald letzteres nahezu ganz in die Kammer hineingezogen ist. Auch die Brückenbahn ist, da über das Ponton hinüber nur ein Fufsgängerverkehr zu berücksichtigen war, gegenüber der vor 25 Jahren beim Somerset-Dock auf Malta*) angewandten und von Kinipple**) vervollkommneten Konstruktion mit pendelnden Stützen dadurch vereinfacht, dafs die Bahn gröfstenteils fest angebracht ist und demgemäfs tief genug liegt, um ohne weiteres unter die Abdeckung der Pontonkammer gezogen werden zu können, wogegen an beiden Enden kurze bewegliche Rampen den Übergang vom Kai auf das Ponton vermitteln. Während die Bewegung beim Somerset-Dock durch Transmissionen von der die Pumpen treibenden Dampfmaschine bewirkt wurde, erfolgt sie beim Hamilton-Dock durch eine dreicylindrige hydraulische Maschine.

Da solche Schiebethore im wesentlichen nur aus einer Anzahl gerader horizontaler, durch Blechwände verbundener Träger bestehen, so läfst sich ihre Beanspruchung sehr genau ermitteln und den Wasserverhältnissen anpassen. Sie eignen sich also besonders für weite Öffnungen und hohen Wasserdruck und werden bei Trockendocks stets, in den meisten Fällen aber auch sonst zugleich als Brücken dienen können. Wird bei Durchfahrten oder Schleusen die Geschwindigkeit des durchströmenden Wassers zeitweise so grofs, dafs man fürchten mufs, das Thor werde ohne eine feste Führung von der Strömung aus der Gleitbahn verschoben werden, so empfiehlt es sich, diese Führung durch eine besondere bewegliche Brücke herzustellen, wie dies z. B. von Eiffel für die Schleusenthore des Panama-Kanals***) vorgeschlagen war, welche bei 11 m Schleusengefälle im Unterhaupt 21 m Höhe besitzen und vermöge doppelter Rollengruppen auf den Brückenträgern in der Längen- und Querrichtung verschieblich sein sollten. Letzteres ist in geringem Grade immer notwendig, um ein dichtes Anpressen durch den Wasserdruck zu ermöglichen, war dort aber besonders mit Rücksicht auf Erdbeben vorgesehen.

Ein solches Schiebethor besitzt auch den namentlich für Schleusen erheblichen Vorzug, bei geöffneter Schleuse gegen den Anprall durchfahrender Schiffe vollständig gesichert zu sein. Obgleich es wegen der besonderen Kammer teurer ist, als die Stemmthore, so wird es doch auch finanziell vorteilhaft, wenn es gleichzeitig als Flut- und Ebbethor dient. Es würden deshalb beispielsweise an der östlichen Mündung des Nord-Ostsee-Kanals an Stelle der in jeder Schleuse angebrachten sechs Thore — von denen zwei als Sperrthore die Strömung verringern sollen — unzweifelhaft besser zwei Schiebethore gewählt worden sein, wie dies von verschiedenen Seiten vorgeschlagen war, weil hier jedes Schiebethor sogar drei Thore ersetzt und gleichzeitig die wünschenswerte Überbrückung des Kanals geschaffen haben würde. Man vergleiche Abschnitt E. unter Bremerhaven.

Für die neuen Trockendocks in Kiel und Bremerhaven sind ebenfalls Schiebethore nach Art des beim Hamilton-Dock auf Malta angewandten in Aussicht genommen.

---

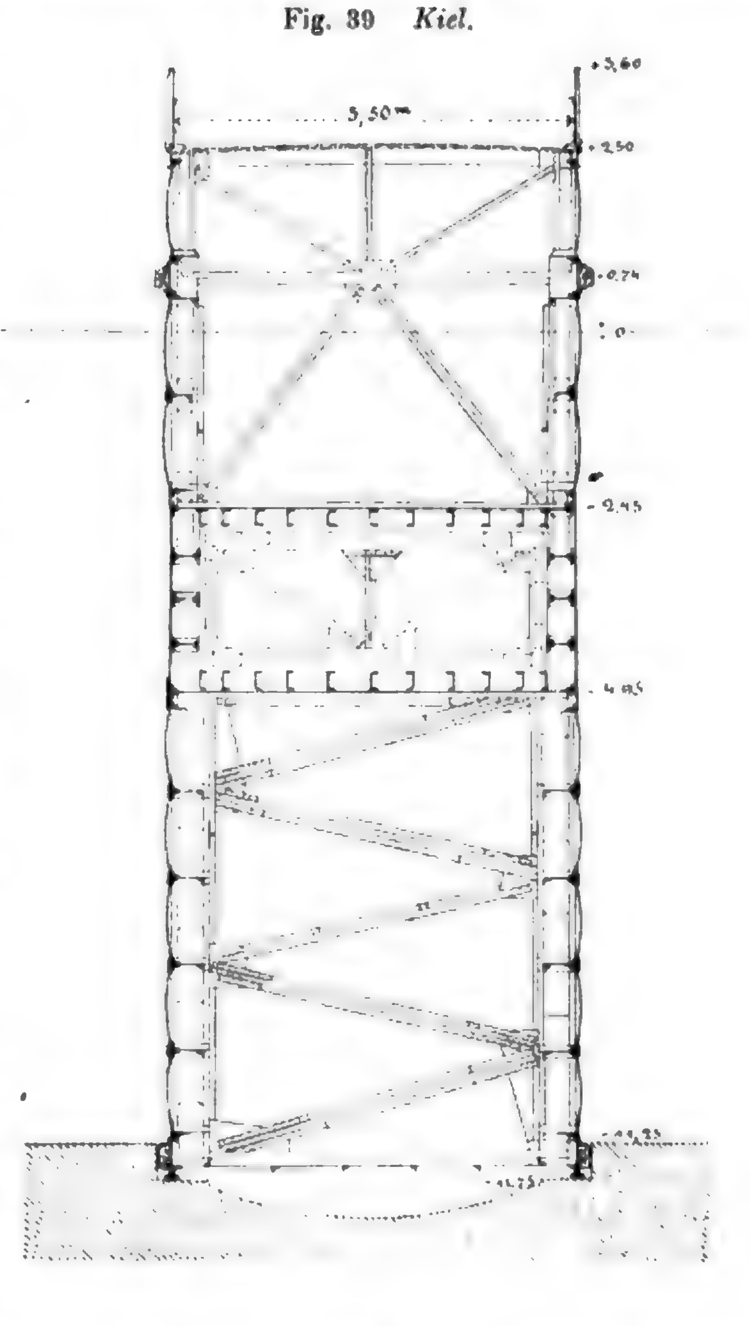
*) Minutes of proceedings, 23. Januar 1872. Andrews. On the Somerset Dock at Malta.

**) Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 147. Rollbrücke nach Kinipple's Patent zu Greenock und Engineering 1888, II, S. 87. Trockendock zu Esquimalt, British Columbia, mit Schiebethor von Kinipple.

***) Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 507 ff.

Man beabsichtigt jedoch das Gewicht derselben noch dadurch zu verringern, dafs statt der geraden Bleche für die Wände Tonnenbleche, welche an beiden Enden durch halbe Buckelplatten geschlossen werden, zur Anwendung kommen, s. Fig. 39. Auch wird man bei neuen Dockanlagen erwägen müssen, ob nicht bereits ein einheitlicher elektrischer Betrieb aller Pumpen, Winden u. s. w. vorteilhaft ist, da sich auch die schnelllaufenden Kreiselpumpen für einen solchen besonders eignen.

Fig. 39 *Kiel.*



In Portsmouth*), wo auf der königlichen Werft bereits 7 Schiebethore in Betrieb sind, erfolgt die Bewegung derselben, sowie der Winden, Schützen u. s. w. neuerdings durch Druckluft. Dort ist das Deck für den schwersten Verkehr eingerichtet und durch Pendelstützen zu heben und zu senken. Dies geschieht jedoch nicht, wie bei dem Kinipple'schen Patent, mit Hilfe von Gegengewichten, sondern durch zwei horizontal verschiebbare Wagen, mit denen die Stützen verbunden sind, s. Fig. 40, S. 122.**) Ferner werden dort nicht wie auf Malta Gall'sche Ketten gebraucht, sondern gewöhnliche Gliederketten auf Trommeln aufgewunden.

Die Verwendung von Schiebethoren hat endlich auch bei der Konstruktion der Trockendocks selbst einige so erhebliche Fortschritte ermöglicht, dafs auf diese noch besonders hingewiesen werden mufs.

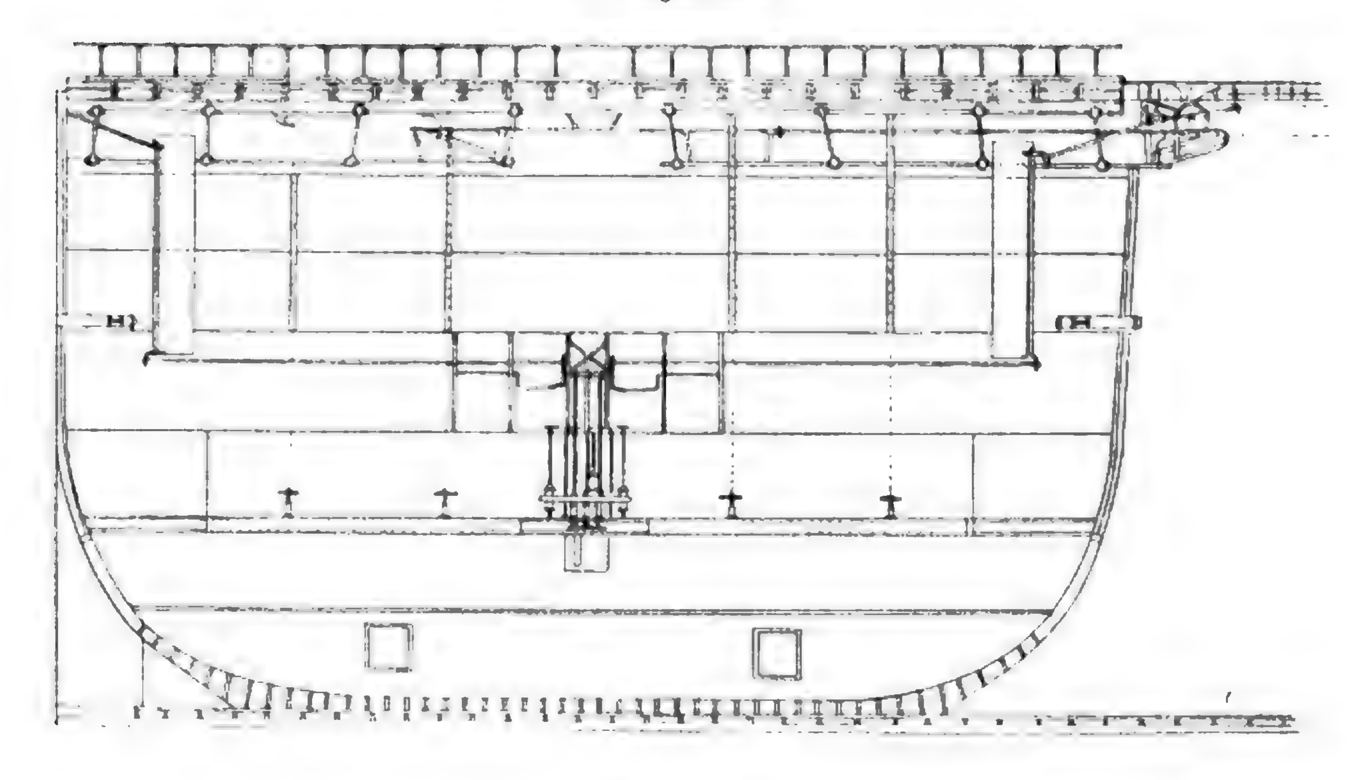
Während im allgemeinen mit zunehmendem Querschnitt der zu verschliefsenden Durchfahrt die Schwierigkeiten in der Konstruktion der Verschlufsvorrichtung, sowie in der sicheren und raschen Bewegung derselben in noch höherem Mafse wachsen, ist dies bei den Schiebepontons nicht in gleichem Grade der Fall. Ob man die horizontalen Träger des Gleitpontons etwas stärker konstruieren mufs, ist von geringer Bedeutung; das entstehende Mehrgewicht kann durch Vergröfserung des Auftriebs aufgehoben werden und das Thor mit demselben Überdruck auf der Gleitbahn lasten, welcher vorher angenommen war. Das Öffnen und Schliefsen des Docks erfolgt mit derselben Leichtigkeit und Sicherheit und in kaum merklich längerer Zeit, als wenn die Öffnung etwa einige Meter enger oder einen Meter flacher wäre. Die Gründe, welche also früher all-

*) Minutes of proceedings, Vol. LXIV, S. 118. Colson. Portsmouth Dockyard etc.

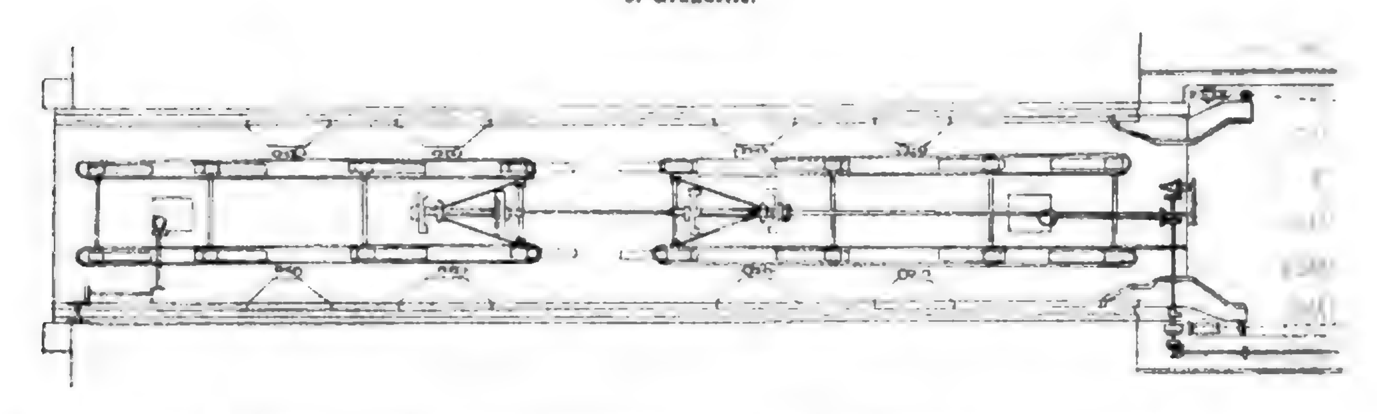
**) Marine Engineer vom 1. Oktober 1892, S. 303.

Fig. 40.

a. Längenschnitt.



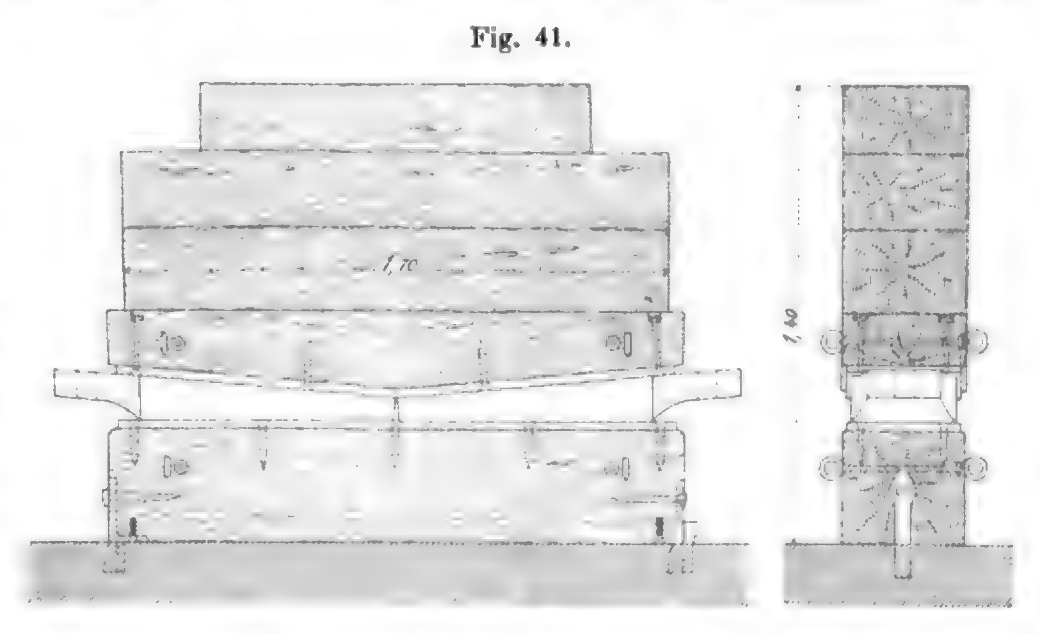
b. Grundrifs.



gemein dazu führten, die Durchfahrtsöffnung in den Dockhäuptern möglichst genau dem Querschnitt des gröfsten zu dockenden Fahrzeugs anzupassen, oder den Seitenmauern den bei vertikal zu hebenden Schwimmpontons erforderlichen starken Anlauf zu geben, fallen daher bei Verwendung von Schiebethoren fort, man kann also — und dies ist in einer Zeit, wo die Abmessungen der Schiffe in stetem Wachsen sind und fast überall die vorhandenen Trockendocks sich als zu klein herausstellen, äufserst wichtig — bei allen Neuanlagen die Einfahrt unbedenklich gleich ebenso weit und tief anlegen, wie die Dockkammer. Dann ist man vor dem jetzt vielfach vorhandenen Übelstande gesichert, dafs ein Schiff von etwas ungewöhnlicher Breite oder durch Havarien hervorgerufenem aufsergewöhnlichen Tiefgang nur deshalb nicht in die genügend weite und tiefe Kammer eines Trockendocks gebracht werden kann, weil die Einfahrt im Dockhaupt wesentlich kleineren Querschnitt besitzt, als die Kammer. Bei dem genannten Hamilton-Dock auf Malta, F. 8, T. V, fällt deshalb die mafsgebende untere Weite der Einfahrt mit der Entfernung der unteren Seitenstufen in der Dockkammer genau zusammen und kein vortretender Drempel hindert daran, die volle Tiefe der Docksohle auszunutzen, wenn ein beschädigtes Schiff nach Hinwegnahme der Kielstapelblöcke ohne jede Unterklotzung zunächst nur rasch vor weiterem Sinken bewahrt werden soll. Dazu ist freilich erforder-

lich, dafs die Kielblöcke sehr leicht entfernt werden können und in der Sohle des Docks keinerlei vorspringende Kanten oder Eisenteile vorhanden sind. Im vorliegenden Falle ist die Sohle also vollständig glatt gehalten und es sind die Kielblöcke nach Art der beim Heben von Quadern gebräuchlichen sogen. Wölfe durch einen einzigen, von oben einzuschlagenden Eisenkeil befestigt, der nur wieder gelockert zu werden braucht, um die mit entsprechenden Ansätzen in schwalbenschwanzförmige Löcher der Sohle eingreifenden Blöcke abnehmen zu können, s. Fig. 41. Man gewinnt dadurch im Notfall 1,4 m an Tiefe.*) Das Hamilton-Dock weist also gegenüber älteren Trockendocks ganz erhebliche Fortschritte auf, welche in der That mit der ausgedehnteren Verwendung des Eisens zu den Verschlufsvorrichtungen in Zusammenhang stehen.

Fig. 41.



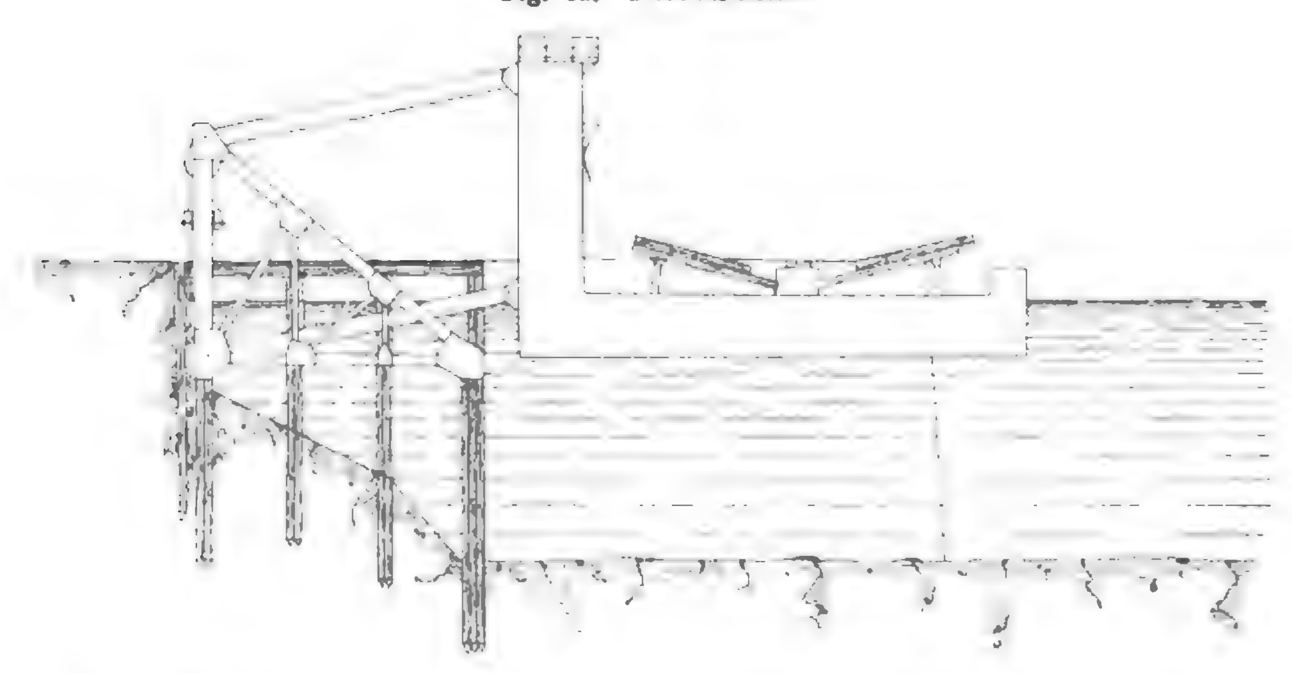
Zum Schlufs mag noch erwähnt werden, dafs auch bei den eisernen Schwimmdocks Fortschritte wahrnehmbar sind. Die Zerlegung des gewöhnlichen Schwimmdocks in einen mit Schwimmkasten und Pumpmaschinen versehenen hebenden Teil und ein mit dem Schiff zu hebendes Ponton, welches sodann mit dem darauf abgestützten Schiff fortgeschleppt und durch ein zweites und drittes Ponton ersetzt wird, hat sich in Kiel gut bewährt. Es werden allerdings nur leichte Fahrzeuge von etwa 40 m Länge damit gedockt, diese dagegen bei gröfseren Reparaturen auf drei miteinander gekuppelten Wagen parallel zur Uferlinie liegend durch Dampfwinden aufgeschleppt. Es würde aber nichts im Wege stehen, dem Schwimmdock auch bedeutend gröfsere Tragfähigkeit zu geben.

Bei einem anderen, von Clark & Standfield 1892 in North-Shields erbauten Schwimmdock**) ist auf einer Seite das Seitenponton weggefallen und die notwendige Stabilität des unsymmetrischen Querschnitts ähnlich wie bei dem Absetzdock (Kapitel XXII, S. 534) durch eine mit dem Ufer fest verbundene Parallelführung erzielt (Fig. 42, S. 124). Das Dock besitzt 3000 Tonnen Tragfähigkeit und liegt in einem Ufereinschnitt parallel zur Kailinie, sodafs die Schiffe mit dem Strom und zwar bei jedem Stand der Tide einfahren können, ohne rechtwinklig zum Ufer und zu der vorhandenen starken Strömung wenden zu müssen; dies war dort von grofser Bedeutung, da die Schiffe aus letzterem Grunde in das Trockendock der Gesellschaft nur bei Hoch- oder Niedrigwasser einlaufen können. Bei der Eröffnung wurde ein Schiff in 16 Minuten eingefahren und gehoben. Fast alle Arbeiten dabei wurden durch Maschinen bewirkt.

*) Der Verfasser verdankt diese Angaben der gütigen Mitteilung des Erbauers Mr. C. Colson, Chief-Civil Engineer H. M. Dockyard, Malta.

**) Marine Engineer vom 1. Oktober 1892, S. 293.

Fig. 42. *North-Shields.*



Ein ganz ähnliches, jedoch nur für 2000 Tonnen Tragfähigkeit von Standfield konstruiertes Dock ist von der Reiherstieg-Werft im Hamburg bereits 1888 erbaut*) und bewährt sich namentlich auch in Bezug auf Schnelligkeit des Dockens sehr gut. Andererseits ist von Taylor**) eine Zerlegung des gewöhnlichen Schwimmdocks in drei Teile vorgeschlagen, ein Bodenponton und zwei L-förmige Seitenpontons, sodafs jeder Teil in den beiden anderen gedockt werden kann. Der Vorschlag erscheint sehr beachtenswert.

Endlich mag noch eine etwas veränderte Form des hydraulischen oder Druckwasser-Docks Erwähnung finden, welche in San Franzisko zur Ausführung gekommen ist.***) Das Dock besitzt eine 131 m lange, 20 m breite eiserne Tragtafel, die an Drahtseilen hängt und durch 36 Druckcylinder gehoben wird. Es sind also keine Schwimmkasten oder Pontons vorhanden, auf welchen das Schiff nach der Hebung fortbewegt werden könnte und insofern ist also ein Fortschritt dem bisher gebräuchlichen hydraulischen Dock gegenüber nicht vorhanden. Von allgemeinerem Interesse ist dagegen eine an der unten bezeichneten Stelle näher beschriebene Einrichtung, um alle Stempel der Druckcylinder gleichmäfsig zum Tragen zu bringen und dadurch eine Verbiegung der Tragetafel zu verhindern. Als ein ziemlich naheliegender Übelstand ergab es sich, dafs man unter der Tafel den eingetriebenen Schlamm nicht fortbaggern konnte und daher für grofse Schiffe die nötige Wassertiefe bald nicht mehr besafs, sodafs auf eine Ausbildung der Tragetafel zu einem Taucherschacht mit Prefsluft Bedacht genommen werden mufste. Es ist eben nicht alles Neue unbedingt ein Fortschritt.

---

*) Engineering 1889, I, S. 531.

**) Engineering 1888, II, S. 136. Pontoon and floating docks.

***) Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 158.

Litteratur.

Seehäfen einschliefslich der Hafendämme, Ufermauern und Schiffsbauanstalten.

1. Seehäfen im allgemeinen.

Die bei Abschnitt F. vorzugsweise benutzten Werke und Abhandlungen sind durch ein Sternchen bezeichnet.

Wissenschaftliche und experimentale Beobachtungen über Häfen ohne Strand und allgemeine Betrachtungen über Häfen. Il Politecnico 1883, S. 245, 667; 1884, S. 85.

Halbtide-Häfen und ihre Anwendbarkeit. Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 454.

Häfen und Seegaten an sandigen Küsten. Tijdschr. van het kon. inst. van ingenieurs 1884, Okt., S. 41—56.

Tide-Zugänge und Tiefwasser-Einfahrten. Iron 1885, S. 411—414.

Die Tiefwasser-Einfahrten, welche grofsen Schiffen von 3000—5000 t Tragfähigkeit das Einlaufen in den Hafen jederzeit gestatten, gewinnen in neuerer Zeit mehr und mehr Bedeutung.

Über die zweckmäfsigste Anlage der Dock- und Tide-Häfen im Flutgebiet. Deutsche Bauz. 1885, S. 212 und 217 (von Horn).

Über Hafenbetrieb und die demselben dienenden Einrichtungen. Ann. des ponts et chaussées 1886, II, S. 285—351. — De ingenieur 1886, S. 503—505.

*L. F. Vernon-Harcourt. Harbours and Docks etc. Oxford 1886.

Dieses vorzügliche Werk handelt über den Einflufs der Winde, Wellen, Strömungen u. s. w. auf die Häfen, erörtert die Konstruktionen der wichtigsten Hafenbauwerke und bespricht die meisten bestehenden Häfen und Dockanlagen. Durch ein äufserst reichhaltiges Material und eine grofse Zahl beigefügter Pläne und Zeichnungen ist das Buch vor allen ähnlichen Werken über Hafenbaukunde besonders ausgezeichnet.

Die Erhaltung der Einfahrtstiefen bei Häfen an Sandküsten. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 270 u. 276.

Die gröfsten Seehäfen der Welt. Das Schiff 1888, S. 377.

Über die Finanz-Organisation der Handelshäfen in England. Ann. des ponts et chaussées 1888, I, S. 61—284.

Allgemeine Besprechung der Seeschiffahrtsanlagen und deren Verwaltung, der Hafen- und Tonnengelder und des Lotsenwesens unter Bezugnahme auf die einzelnen Häfen Englands.

Über Häfen im allgemeinen, insbesondere über die zweckmäfsigste Gestalt von Aufsenhäfen. De ingenieur 1889, S. 25—28.

Herstellung und Unterhaltung der Häfen an sandigen Küsten unter besonderer Berücksichtigung der zu Dünkirchen gemachten Erfahrungen. Ann. des ponts et chaussées 1889, I, S. 185 bis 406. Zahlreiche Abbildungen.

Verbesserung von Hafenbarren. Journ. of the Franklin inst. 1889, Juli, S. 23—33.

*F. Laroche. Travaux maritimes. Paris 1891.

Umfafst das Gebiet des Seebaues, insbesondere die Hafendämme. Zahlreiche Tafeln und einzelne spezielle Berechnungen, z. B. die eines mächtigen beweglichen Kranes zum Versetzen künstlicher Blöcke im Hafen von Leixoès, sind beigegeben.

*P. Cornaglia. Sul regime delle spiagge e sulla regolazione dei porti. Torino 1891. Vergl. Besprechung des Werkes im Centralbl. d. Bauverw. vom 2. Jan. 1892 durch H. Keller.

Handelt über die Gestaltung der Küsten und die Anlage von Seehäfen, insbesondere auch über Wellenbewegung. Für Wellen auf tiefem, wagerechten Grund und auf flachem, ansteigenden Boden werden neue Theorien entwickelt und auf ihre Übereinstimmung mit den Erfahrungen über Küstenbildungen geprüft. Daran schliefsen sich Abhandlungen über Seeküsten im allgemeinen, über die Bedürfnisse von Seehäfen und namentlich über die Frage, wie weit bei flachen Küsten die Hafenmündung vorgeschoben werden mufs. Den Schlufs bilden Mitteilungen über einzelne italienische Häfen.

Über Richtung und Form der See-Enden von Hafendämmen an flachen und sandigen Seeküsten. Deutsche Bauz. 1892, S. 302—306 (von Horn).

Über die zweckmäfsigste Form und Richtung von Hafendämmen an offener Seeküste. Deutsche Bauz. 1892, S. 470 (von Horn).

Neuere Anlagen von Petroleum-Häfen. Centralbl. d. Bauverw. 1892, S. 45.

*F. Laroche. Ports maritimes. Paris 1893.

Behandelt in zwei Bänden folgende Gegenstände: Tidehäfen und Dockhäfen, insbesondere die Kaimauern. Dockschleusen. Schleusenthore. Bewegliche Brücken. Die Mittel zur Schaffung und Erhaltung der Tiefe in der Hafeneinfahrt und in den Häfen selbst. Schiffsreparaturanstalten. Uferschutzwerke. Seezeichen. Ausstattung der Häfen. Seekanäle.

Über die Erprobung österreichischer hydraulischer Bindemittel bezüglich ihres Verhaltens im Seewasser. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, S. 95—100.

Verwendung von Beton in Seewasser — Künstliche Blöcke aus Santorin-Beton. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1885, S. 257 u. 261 bezw. S. 363—365.

Die Anwendung von Beton bei Hafenbauten. Engineering 1886, Nov., S. 523.

Benutzung von Beton zu Seebauten. Wochenbl. f. Baukunde 1886, S. 425—429.

Anwendung und Versetzung grofser Betonblöcke bei Seebauten. Génie civil 1886, Okt. und Nov.

Über den Gebrauch von Beton zu Seebauten. Wochenbl. f. Baukunde 1887, S. 106.

Verhalten des Cements im Seewasser. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1888, S. 711.

Einflufs des Seewassers auf Portland-Cement. Iron 1888, S. 204—206.

*Etude sur l'application du béton aux constructions hydrauliques sous-marines. Nouv. ann. 1887, Dec. — Génie civil 1888, Sept. und 1889, Jan. — Ann. industr. 1888, Dec. — Mémoires des ingénieurs civils de France 1889, März.

*Der Portland-Cement und seine Anwendungen im Bauwesen. Berlin 1892.

Nach einer geschichtlichen Einleitung über die Erfindung des Portland-Cements werden in erschöpfender Weise seine Eigenschaften, der Einflufs verschiedener Zusätze, seine Prüfung und endlich seine mannigfachen bisherigen Anwendungen besprochen. Ebenso gründlich wird alsdann der Cementbeton behandelt. Das Werk ist die beste Quelle für das Studium dieses für Hafenbauten so überaus wichtigen Baumaterials. Nur darf nicht übersehen werden, dafs es bestimmt ist, die Vorzüge des Portland-Cements darzulegen und dafs daher ein objektiver Vergleich des Wertes der verschiedenen hydraulischen Mörtel und Betonarten nicht beabsichtigt sein konnte.

Über die Befestigung der Seeschiffe an Ufereinfassungen. Deutsche Bauz. 1885, S. 340.

Uferbefestigungen in schwedischen Häfen. Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 394.

Abbildungen: Ufermauer in Gothenburg. Bollwerke im Hafen bei Stockholm. Kranunterbau.

*Types divers de jetées en fer des ports de l'Angleterre. Ann. des travaux publics 1884, Dec. u. 1886, Juli.

*L. Brennecke. Der Grundbau. Berlin 1887.

Eine sehr gründliche, mit nahezu 700 Skizzen versehene Abhandlung über die verschiedenen Gründungsarten und die dabei zu verwendenden Hilfsmaschinen und Geräte. Besonders eingehend ist die neuerdings auch für Hafenbauten immer mehr in Anwendung gekommene Gründung mit Prefsluft besprochen, auf welchem Gebiete der Verfasser langjährige vielseitige Erfahrungen bei bedeutenden Bauausführungen zu machen Gelegenheit hatte.

Eiserne Schiffshaltepfähle. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 528.

Rettungsketten an Ufermauern. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 68.
*Étude générale sur les fondations au moyen de blocs artificiels. Nouv. ann. de la constr. 1889, Juni.
Schwimmender Schutzdamm gegen Feuersgefahr in Häfen. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 44.
Druckwasser als Krafterzeuger für Hafenplätze. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1890, S. 365.

2. Ausgeführte Seehäfen.

Deutsches Reich.

Bauwissenschaftliche Studienreise nach der Pommerschen Küste, ausgeführt unter Leitung des Geh. Oberbaurats L. Hagen. Berlin 1887.
Stettin. Swinemünde. Colbergermünde. Rügenwaldermünde. Stolpmünde u. a. (21 Tafeln).

Friederichsen. Die deutschen Seehäfen. Handbuch für Schiffskapitäne, Rheder, Assekuradeure, Schiffsmakler, Behörden u. s. w.
Erster Teil. Die Häfen, Lösch- und Ladeplätze an der deutschen Ostseeküste mit Plänen von Lübeck und Stettin. Hamburg 1889.
Zweiter Teil. Die Häfen, Lösch- und Ladeplätze an der deutschen Nordseeküste mit Plänen vom Hamburger Hafen, Bremerhaven, Bremen, ferner Karten von der Helgolander Bucht, Unter-Elbe und Unter-Weser. Hamburg 1891.

Deutsche Ostsee-Häfen. Ann. des ponts et chaussées, 1891, I, S. 617—722.
Abbildungen: Karte. Wasserstände und Winde. Mündung der Trave. Häfen bei Lübeck, Swinemünde, Stettin, Neufahrwasser, Königsberg, Pillau, Memel. Trockendock bei Danzig und andere Einzelheiten.
Besprechung der Beleuchtung, der Betonnung und der Verwaltung der Häfen.

Deutsche Nordsee-Häfen. Ann. des ponts et chaussées 1891, I, S. 725—863.
Abbildungen: Karte. Häfen von Emden, Wilhelmshaven, Brake, Vegesack, Cuxhaven, Harburg. Die Häfen von Bremen, Bremerhaven und Hamburg mit zahlreichen Einzelheiten.

Fischereihafen auf Norderney. Zeitschr. f. Bauw. 1891.
Abbildungen: Spülbecken, Lösch- und Lagerplätze. Hafendämme.

Häfen der Provinz Schleswig-Holstein. Zeitschr. f. Bauw. 1893.
Abbildungen: Husum. Tönning. Glückstadt. Friedrichstadt.

Sartori. Der Nord-Ostsee-Kanal und die deutschen Seehäfen. Berlin 1894.
Einfluſs des Kanals auf die Häfen. Ausnutzung desselben.

Altona. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 165 u. 178 (Pieper).
Abbildung der Altonaer Zollanschluſsbauten: Lagepläne vor und nach der Ausführung. Querschnitt durch den neuen Hafen und Kai. Ufermauer des Seeschiffhafens. Holzvorsetze für Fluſsfahrzeuge.
(Neuer Fischereihafen und Fischmarkt) mit Lageplan. Deutsche Bauz. 1893, S. 234.

Bremen und Bremerhaven s. S. 62 bezw. 71. Cuxhaven s. S. 81.

Elsfleth. Zeitschr. f. Baukunde 1883, S. 1—16 (Buresch).
Abbildungen: Lageplan. Ufermauern. Hafenschleuse nebst Drehbrücke.

Flensburg. (Bollwerk am Bahnhofe.) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1884, S. 109—116.
Abbildungen: Lageplan. Querschnitt und Ansicht des Bollwerks.

Hamburg s. S. 74. Vergl. auch: Burmester. Situationsplan der Speicher und sonstiger Anlagen im städtischen Freihafenbezirk zu Hamburg. 1889.

Helgoland. Deutsche Bauz. 1891, S. 169.

Memel. Zeitschr. f. Bauw. 1884, S. 385—404 und 1885, S. 33 (L. Hagen).
Abbildungen: Übersichtsplan des Kurischen Haffs. Lageplan des Hafens.

Neufahrwasser. Zeitschr. f. Bauw. 1883, mit Lageplan des Hafens i. J. 1883 (L. Hagen).
(Abbruch der Schleuseninsel und Herstellung einer Kaimauer am Hafenkanal.) Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 532 mit kleinen Lageplänen und Querschnitten.
(Westmole.) Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 148 und 200, mit Längenschnitt und Querschnitten.
Der Hafen zu Neufahrwasser. 38 Blatt Lagepläne und Zeichnungen. 1889 (Kummer). (Nicht im Buchhandel.) Abbildungen: Karten, Kaimauern und Uferbefestigungen, Molen. Leuchtturm. Dienstwohngebäude. Kielbank, Werftplatz, Magazine. Bohlwerk. Krane, Baumaschinen.

Pillau. Zeitschr. f. Bauw. 1883, S. 258—271, mit Lageplan des Hafens i. J. 1882 (L. Hagen).
Warnemünde. Wochenbl. f. Baukunde 1886, S. 239.
Wilhelmshaven s. S. 83.

Österreich. Holland. Belgien.

Niederländische Hafenstädte, namentlich Rotterdam und Amsterdam. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1883, S. 273.
Fischereihäfen in Holland und England. Zeitschr. f. Bauw. 1887.
Abbildungen: Häfen von Nieuwediep, Terschelling, Vlieland, der Insel Urk, Grimsby, Peterhead, Aberdeen, Hull, Eyemouth.
Die holländischen Häfen. Ann. des ponts et chaussées 1890.
Abbildungen: Karte der Niederlande. Rotterdam und die neue Mündung der Maas. Ymuiden. Amsterdam. Der Kanal von Amsterdam nach der Merwede.

Amsterdam. Ann. des ponts et chaussées 1890, I, S. 113—240.
(Schwimmender Wellenbrecher.) Deutsche Bauz. 1889, S. 599 mit Abbildung.
De ingenieur 1889, S. 116—118. — Tijdschr. van het kon. inst. van ingenieurs 1889, April, S. 58—70.
(Erdölhafen.) De ingenieur 1890, S. 167—170.
Antwerpen. (Die neuen Schelde-Kais.) Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 129 u. 135.
Ann. des ponts et chaussées 1885, II, S. 1179—1199.
Abbildung: Lageplan des Hafens i. J. 1885.
Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1886, S. 151—161.
Abbildungen: Plan von Antwerpen. Handelsbewegung. Alter und neuer Schelde-Kai. Kaimauergründung und sonstige Einzelheiten.
(Kaimauern, Hafenbahn-Anlagen, Wasserdruck-Maschinen u. a.) Ann. industr. 1886 an verschiedenen Stellen.
Ann. des ponts et chaussées 1888, II, S. 265—324. — Ann. des travaux publics 1890, I—III.
Brügge. Wochenbl. f. Baukunde 1885, S. 260.
Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver, 1882, S. 135—140.
Fiume. Civiltechniker 1884, S. 61—62. — Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1885, S. 112 bis 114. — Ann. industr. 1891, S. 293.
Gent. (Neuer Kai am Vorhafen.) Nouv. ann. de la constr. 1883.
Abbildungen: Querschnitt und Grundrifs. Gründung mittels Prefsluft. Rüstung.
Vergl. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1886, S. 335.
Harlingen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1886, S. 103—108.
Vorbemerkungen über die Häfen zu Nieuwediep und Terschelling mit Abbildungen derselben. Abbildung der neuen Anlagen für Harlingen.
Tijdschr. van het kon. inst. van ingenieurs 1890, Jan., S. 83—105.
Rotterdam. (Schwimmdock. Kaimauer.) Tijdschr. van het kon. inst. van ingenieurs 1884, Aug., S. 8—18.
(Kaimauer.) Engineer 1886, Mai, S. 395. — Génie civil 1886, S. 113—115. — (Schwimmdock.) Génie civil 1886, S. 1—3.
De ingenieur 1887, S. 171 und 183.
(Kaimauern, Buschdämme und Dükdalben.) Daselbst 1887, S. 391—394.
Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1888, S. 21 u. 29. — Ann. des ponts et chaussées 1890, I, S. 113—240.
(Kaimauern und ihre Gründung.) Nouv. ann. de la constr. 1890, S. 1, 24 u. 42.
Abbildungen: Lageplan. Verschiedene Querschnitte von Kaimauern.
Tijdschr. van het kon. inst. van ingenieurs 1890/91, Lf. 2, S. 30. — Daselbst 1891, Febr., S. 30—33.
Vergl. J. H. Neiszen. Le port de Rotterdam, ses établissements, son exploitation et son mouvement commercial. Rotterdam 1885.
Scheveningen. Ann. industr. 1884, S. 644.
Wochenbl. f. Baukunde 1885, S. 202—205.
Abbildungen: Küste und Grundrifs des Hafens. Querschnitte der Hafendämme.
Tijdschr. van het kon. inst. van ing. 1886, April, S. 68—71. — Daselbst 1889, Sept., S. 116—119. — De ingenieur 1889, S. 381 u. 455.
Tijdschr. van het kon. inst. van ingenieurs 1890, Jan., S. 21—28.

Triest. (Rekonstruktion und Ausbesserungen an der nördlichen Kaimauer des Molo I.) Allgem. Bauz. 1882.
Abbildungen: Blockmauer vor und nach der Rekonstruktion in Ansichten und zahlreichen Querschnitten. Hilfsmittel der Ausführung.
(Petroleum-Bassin.) Daselbst 1884.
Abbildungen: Entwurf und Ausführung. Bewegung (Rutschung) der Anschüttung längs der Riva i. J. 1881.
Nouv. ann. de la constr. 1884, S. 33—37, mit Lageplan des Hafens und Querschnitten.
Civiltechniker 1884, Jan., S. 1—2. — Allgem. Bauz. 1884, S. 33—34. — Mémoires de la société des ingénieurs civils 1885, Mai, S. 179. — Génie civil 1885, S. 321 u. 340. — Wochenschrift des österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1885, S. 369—371. — Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1887, S. 56—60.
Abbildungen: Entwurf der Erweiterung des neuen Hafens und Ergänzung der Betriebseinrichtungen.

Ymuiden. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1885, S. 345—360.
Abbildungen: Küste und Lageplan des Hafens. Veränderungen des Strandes bei Ymuiden i. J. 1864—1883. Querschnitte der Hafendämme. Beschädigungen derselben.
Daselbst 1886, S. 661—666.
Abbildungen: Neuere Anlagen. Flutlinie zu Ymuiden u. A.
Tijdschr. van het kon. inst. van ingenieurs 1890, Juni, S. 77—80.

Frankreich und England.

*Description de la nouvelle jetée de Dieppe. Génie civil 1884, Okt. — Portefeuille de l'école des ponts et chaussées, XXI. — Nouv. ann. de la constr. 1885, Sept.

Bericht über englische Hafenanlagen. Deutsche Bauz. 1885, S. 579 (L. Franzius).

*Voisin-Bey. Die Seehäfen Frankreichs. Deutsche Ausgabe von G. Franzius. Leipzig 1886.
Im ersten Teil ist kurz die Geschichte der Seehäfen in der alten Welt, sodann ausführlich und in überaus fesselnder Form die der französischen Häfen dargestellt. Der zweite Teil behandelt die Erfordernisse der Häfen und Reeden und erörtert insbesondere die Schwierigkeit des Baues von Hafendämmen an Küsten mit wandernden Geschieben. Zahlreiche Skizzen namentlich französischer Dämme sind beigefügt. Statt der im Original vorhandenen 50 photographischen Ansichten französischer Häfen sind in der deutschen Ausgabe Hafenpläne nach dem im Ministerium der öffentlichen Arbeiten erscheinenden sehr umfangreichen Werke „Ports maritimes de la France" gegeben.

Fischereihäfen in England s. Holland.

Die Seehäfen Frankreichs. Mémoires de la société des ingénieurs civils 1891, April, S. 362—395.

Verschiedene kleine Häfen in England. Engineer 1891, Sept., S. 188.

Die Häfen am Mersey und dem Clyde. Ann. des ponts et chaussées 1892.
Abbildungen (Lagepläne und Einzelheiten): Liverpool und Birkenhead. Greenock. Glasgow. Garston.

Ardrossan (Westschottland). Ann. industr. 1887, S. 753; 1888, S. 279. — Engineering 1889, II, S. 528. — Engineer 1891, Sept., S. 188.

Bordeaux. Ann. des ponts et chaussées 1887, II, S. 529—531. — Engineering 1889, II, S. 679—682.

Boulogne. Tijdschr. van het kon. inst. van ingenieurs 1884, Febr., S. 118—120. — Ann. industr. 1886, S. 684—686. — Deutsche Bauz. 1889, S. 15.

Calais. Génie civil 1887, S. 69—70. — Engineering 1889, I, S. 549, 577 u. 609. — Génie civil 1889, S. 565 u. 596.
Nouv. ann. de la constr. 1889.
Abbildungen: Lagepläne der Stadt und des Hafens i. J. 1875 und i. J. 1889.
Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 68—70.
Abbildungen: Lageplan von Calais und St. Pierre les Calais. Kaimauer.

Cardiff. Proceedings of the institution of mechanical engineers 1884, Aug., S. 227—242. — Iron 1884, S. 329. — Engineering 1884, Aug, S. 133 u. 147; Iron 1884, S. 160. — Ann. industr. 1887, S. 614—615.
(Barry-Dock.) Engineer 1887, März, S. 165. — Iron 1888, S. 374—375.

Ferner: Deutsche Bauz. 1890, S. 297, 305, 321.

Abbildungen: Übersichtskarte von Cardiff, Penarth und Barry. Docks in Cardiff. Penarth-Hafen und Dock. Das neue Barry-Dock. Dockböschungen und Kaimauern. — Litteratur.

Ann. industr. 1890, S. 644; 1891, S. 230. — Engineer 1891, Aug., S. 117.

Cette. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1885, S. 143—160.

Abbildungen: Plan des Hafens. Ausführung der Wellenbrecher-Verlängerung. Kaimauer-Ausbesserung.

Schweiz. Bauz. 1884, April, S. 87—89.

Dieppe. Nouv. ann. de la constr. 1885 (Eiserner Wellenbrecher).

Abbildungen: Ansicht. Grundrifs. Querschnitt. Einzelheiten.

(Schleuse.) Ann. des ponts et chaussées 1887, II, S. 535—603.

Abbildungen: Lageplan. Gründung der Schleuse mit Hilfe geprefster Luft (4 Tafeln).

Ann. industr. 1887, S. 45 u. 97.

Eyemouth. Wochenbl. f. Baukunde 1887, S. 375.

Folkestone. Engineer 1887, Mai, S. 418 u. 420. — Ann. industr. 1887, S. 752.

Glasgow (Neuere Bollwerke). Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 542.

(Gründung der Ufermauern.) Engineering 1889, Aug., S. 167.

Greenock. Engineering 1885, Mai, S. 584. — Engineer 1886, März, S. 206. — Ann. industr. 1886, S. 279.

Havre. Nouv. ann. de la constr. 1884, S. 110.

(Kaimauern.) Ann. des ponts et chaussées 1885, I, S. 96—106. Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 475—477.

(Abbruch einer 50 m langen Kaimauer-Strecke) Ann. des ponts et chaussées 1885, II, S. 1200 bis 1202; vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 184.

Allgem. Bauz. 1886, in „Neue Schiffahrtsanlagen zwischen Paris und Havre.“

Abbildungen: Erweiterung des Hafens von Havre. Entwurf für die Regulierung der Seine-Mündung.

Mémoires de la société des ingénieurs civils 1886, April bis Juni, S. 330, 345, 618, 659. — De ingenieur 1887, Nov., S. 399—401. — Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1887, mit Lageplan des Hafens i. J. 1886.

Engineering 1889, II, S. 479, 537 u. 618.

(Bassin Bellot). Ann. des ponts et chaussées 1889, I, S. 5—97.

Abbildungen: Lageplan. Ufermauern. Arbeitsbahnen für die Erdarbeiter. Schleuse (6 Blätter). Eiserne Schützen im Speisekanal. Pfosten und Prefswasser-Hebevorrichtung für dieselben. Speicher und Krane.

Génie civil 1890, S. 34 u. 49.

Ann. industr. 1884, 1888, 1889 und 1891 an verschiedenen Stellen; 1892, II, S. 711, 743 u. 775.

Hull. Iron 1888, S. 137. — Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 135.

La Rochelle. (Gründung der Hafendämme des Vorhafens.) Génie civil 1889, S. 1—3.

Liverpool und Birkenhead. (Spülvorrichtung.) Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 523.

Zeitschr. f. Bauw. 1886 (Havestadt).

Abbildungen: Lageplan der Dock- und Hafenanlagen. Salisbury- und Clarence-Dock-Gruppe. Einzelheiten.

Ann. industr. 1888, S. 313. — Iron 1890, S. 53. — Ann. für Gewerbe und Bauwesen 1890, Sept., S. 115. — Engineering 1890, I, S. 68. — Engineer 1890, Mai, S. 639, 669.

London. (Themse von London Bridge bis zum Tower und Hafen von London.) Deutsche Bauz. 1885, S. 14, 28, bezw. S. 569 u. 593 (Bubendey).

(Themse und die Londoner Docks.) Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 482 u. 496 (Havestadt).

(Viktoria- und Albert-Dock.) Ann. industr. 1886, S. 277—279.

(Royal-Albert-Dock). Engineer 1886, Febr., S. 102.

(Beseitigung der alten Kaimauer am östlichen Vorhafen des Albert-Docks.) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1888, S. 413—420 mit Abbildungen.

Ann. f. Gewerbe und Bauwesen 1888, Mai, S. 200—203.

(Docks zwischen den Viktoria-Docks und der Themse.) Ann. industr. 1889, S. 354—356.

(Erweiterungsbauten.) Deutsche Bauz. 1890, S. 111.

Marseille. (Speicher.) Ann. industr. 1886, S. 494—496.
Allgem. Bauz. 1887, S. 45—47.
Abbildungen: Übersichtsplan der Stadt und der Umgebung. Die neue Hafenanlage. Hafendamm und Ufermauern derselben. Betriebseinrichtung (Speicher der „Compagnie des Docks et Entrepôts").
Ann. des ponts et chaussées 1888, II, S. 265—324. — Ann. industr. 1891, S. 99; 1892, I, S. 642.
Newhaven. (Wellenbrecher.) Engineering 1885, Juli, S. 1 u. 8; 1892, I, S. 532.
Nantes. Engineering 1889, II, S. 80, 83, 84, 95, 96.
Portsmouth. (Marinehafen.) Engineering 1892, II, S. 152 u. 242. — Minutes of proceedings LXIV, S. 118.
Rochefort. Ann. des ponts et chaussées 1884, I, S. 145—155; Nouv. ann. de la constr. 1884, S. 60 bis 63. — (Kaimauern.) Ann. industr. 1884, S. 332—334.
Rocker am Wear. (Hafendamm, Herstellung der Betonsäcke.) Engineer 1890, Okt., S. 385, 391 u. 392.
St. Nazaire. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1887, mit Lageplan des Hafens.
Saltburn by the Sea. (Hafendämme.) Engineering 1890, I, S. 317—320.
Skinninggrove, Yorkshire. (Betondamm.) Engineering 1892, II, S. 625, 630 u. 631.
Southampton. Engineering 1890, Aug., S. 308; Engineer 1890, Juli, S. 64 u. 70; Ann. industr. 1890, S. 197.
Sunderland. Engineer 1891, Juli, S. 24. — (Neuer Vorhafen.) Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 254.
Tilbury Docks s. S. 84.
Wicklow und **Fraserburg.** (Betonverwendung.) Engineering 1892, II, S. 266.

Sonstige europäische Staaten.

Die Häfen des Mittelländischen Meeres. Zeitschr. d österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1887, S. 91—103.
An dieser Stelle seien die Lagepläne der weniger bekannten Häfen von Neapel, Konstantinopel, Pyräus, Salonik und Smyrna namhaft gemacht.
*G. **Messina.** Il Canale navigabile fra la rada ed il mare piccolo di Taranto. Roma 1888.
Der jüngste Kriegshafen Italiens ist mit dem Meere durch einen Kanal in Verbindung gebracht, welchen eine 60 m weite Drehbrücke überspannt. Letztere wird durch Turbinen bewegt, das Betriebswasser durch Pulsometer aus dem Kanal entnommen. Berechnung und zahlreiche Skizzen sind der Beschreibung beigefügt.
*Étude sur la jetée en fer de Bilbao. Génie civil 1889, März.
Die russischen Seehäfen und ihre Getreideausfuhr. Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 60.
Die spanischen Häfen. Ann. des ponts et chaussées 1890, I, S. 592—777; II, S. 533—772.
Eingehende Besprechung der allgemeinen Verhältnisse (Eigentumsrecht, Verwaltung, Verkehr u. s. w.)
Abbildungen: Karte von Spanien und Portugal. Lagepläne (meist aus verschiedenen Jahren) der Häfen von Barcelona, Taragona, Valencia, Alicante, Cartagena, Malaga, Cadix, Sevilla, Huelva, Gijon, Santander, Bilbao, San Sebastian und Pasages.
Die italienischen Häfen. Il Politecnico 1890, S. 217, 262, 369 und 474.
*D. **Lo Gatto.** I Porti italiani. Auszug aus Il Politecnico. Milano 1890.
Lo Gatto hat die Abschnitte des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften über Hafenbau in der italienischen Übersetzung bearbeitet und dabei Veranlassung genommen, dieselben in sehr dankenswerter Weise durch Mitteilungen über die italienischen Häfen zu ergänzen.
*D. **Lo Gatto.** Nuovo Porto mercantile di Napoli. Torino 1890.
Beschreibung der grofsen geplanten Hafenerweiterungen in Neapel.
Über die Seehäfen Rufslands. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 266.
Die Seehäfen Italiens. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 170.

Anzio (Italien). Il Politecnico 1887, S. 553 u. 623.
Barcelona. Mémoires de la société des ingénieurs civils 1889, S. 199—218.
Bilbao. Mémoires de la société des ingénieurs civils 1886, S. 659—664; 1888, S. 873—882; 1889, S. 218—278. — Génie civil 1889, S. 277 u. 305. — Ann. industr. 1889 u. 1890 an verschiedenen Stellen. — Centralbl. der Bauverw. 1889, S. 338. — (Maschinen zum Bewegen der Betonblöcke für den Wellenbrecher.) Génie civil 1892, Bd. 21, S 241—244. — Ann. industr. 1892, II, S. 140, 200 u. 264.

Braila. Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 108.
Drontheim. Centralbl. der Bauverw. 1891, S. 75.
Galatz. Centralbl. d. Bauverwaltung 1886, S. 108.
Genua. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1883, S. 443 u. 453. — Deutsche Bauz. 1885, S. 82. — Génie civil 1885, Nov., S. 33—36.
Zeitschr. f. Bauw. 1887.
Abbildungen: Der Hafen in seiner Vollendung. Querschnitte der Hafenmauer und der Ufermauer. Bildliche Darstellung der Häufigkeit der Winde.
Il Politecnico 1892, S. 453, 517, 591, 645 u. 709.

Kopenhagen. Transactions of the American society of civil engineers 1885, Mai, S. 212—218. — Ann. industr. 1888, S. 94. — Ann. des ponts et chaussées 1888, I, S. 286.

Libau. Rigaische Industriezeitung 1883, S. 157. — Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1885, S. 156. — Rigaische Industriezeitung 1887, S. 229—234.
(Ufermauern.) Nouv. ann. de la constr. 1888, S. 152 u. 169.
Abbildungen: Lageplan. Querschnitte der Hafenmauern und Uferdeckungen.
Centralbl. d. Bauverwaltung 1889, S. 211 u. 219.
Abbildungen: Lageplan des Hafens. Ältere und neue Querschnitte der Hafendämme. Deckwerk.

Lissabon s. S. 85.
Marioupol. Ann. industr. 1891, S. 645.
(Marioupol und Navorossisk.) Ann. des ponts et chaussées 1890, II, S. 239—254.
Abbildungen: Lagepläne. Hafen- und Ufermauern. Drehbrücke.

Odessa. Nouv. ann. de la constr. 1886, S. 145—151.
Deutsche Bauz. 1888, S. 457—459.
Abbildungen: Golf von Odessa. Lageplan des Hafens i. J. 1885. Querschnitte der Hafendämme und des Wellenbrechers.
Ann. für Gewerbe und Bauwesen 1890, II, S. 92.
Vergl. auch G. Luther Maschinenfabrik, Braunschweig. Neugestaltung des Seehafens von Odessa. 1889. Nicht im Buchhandel. (Allgemeines. Betriebskraft. Elevatoren. Silos u. A. Viele Abbildungen.)

Pasages (Spanien). Mémoires de la société des ingénieurs civils 1890, Nov., S. 718—734. — Ann. industr. 1891, S. 135, 144 u. 168.
Petersburg. Génie civil 1891, S. 253—255.
Reval. Rigaische Industriezeitung 1885, S. 108—110.
(Zeitweiliger Wellenbrecher.) Daselbst 1886, S. 133—136.
(Ufermauern.) Daselbst 1889, S. 181—185.
(Bollwerk.) Daselbst 1890, S. 217—219.

Riga. Rigaische Industriezeitung 1884, S. 145 u. 157.
Agthe. Die Hafenmauern am rechten Düna-Ufer vor der Stadt Riga. Riga 1892.
Abbildungen: Lageplan. Querschnitte. Bootshäfen. Durchführung eines Entwässerungskanals. Treppe. Schiffsvertauungspfosten. Schiffsfender (Streichpfähle). Dampframme und sonstige Baumaschinen.

Spezia. Zeitschr. f. Bauwesen 1888.
Abbildungen: Meerbusen von Spezia. Kriegshafen und Werft. Alte und neue Trockendocks. Starker Wasserdruckkran. Bauhelling.

Venedig. Mémoires de la société des ingénieurs civils 1888, Febr., S. 155 u. 179.
Ann. industr. 1888, S. 279 u. 317.

Amerika. Asien. Afrika.

Die Häfen von Japan. Tijdschr. van het kon. inst. van ingenieurs 1888, Febr., S. 91—102.
Die Häfen von Tonkin. Genie civil 1890, S. 288—291.

Algoa-Bai (Kap-Kolonie). Deutsche Bauz. 1887, S. 470.
Batavia. Tijdschr. van het kon. inst. van ingenieurs 1884, Febr., S. 76—83; daselbst 1886, Dez., S. 24 bis 26.
Biserta (Tunis). Nouv. ann. de la constr. 1892, S. 67—72.

Bombay. Engineering 1888, I, S. 479 u. 481; Ann. industr. 1888, S. 711.
British Columbia. (Esquimalt-Dock.) Engineering 1888, II, S. 56, 87 u. 88.
Colombo. (Betonarbeiten.) Engineering 1891, April, S. 469, 490, 502 u. 596.
Delaware. (Hafendamm auf Schraubenpfählen.) Ann. des ponts et chaussées 1884, II, S. 516–522; vergl. Wochenbl. f. Baukunde 1885, S. 304—306.
Durban (Port Natal). De ingenieur 1888, S. 220—222. — Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 518.
Kurrachee (Vorder-Indien). Engineer 1887, Jan., S. 43—49. — Ann. industr. 1888, S. 506.
La Plata. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1888, S. 162—169. — De ingenieur 1888, S. 216. Zeitschr. f. Bauwesen 1893.

Übersichtskarte von Buenos Aires und La Plata. Lageplan des Hafens von La Plata. Querschnitte.

Vergl. Ann. des ponts et chaussées 1888, I, S. 287.
New-York. (Neue Uferbauten.) Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 84 mit Querschnitt. — Daselbst 1885, S. 347. — Scientific American 1886, S. 22, 23 u. 112.
Ann. des ponts et chaussées 1888, II, S. 110—114. — Genie civil 1888, S. 269. — Scientific American 1888, S. 2.
Oakland (Californien). Transactions of the american society of civil engineers 1884, Jan., S. 10—14.
Réunion. (Betonblöcke.) Ann. industr. 1885 und 1888 an verschiedenen Stellen. — Mémoires de la société des ingénieurs civils 1888, Febr., S. 170 u. 186.
Rio grande do Sul (Brasilien). Mémoires de la société des ingénieurs civils 1886, Okt., S. 499—506. — Tijdschr. van het kon. inst. van ingenieurs 1886, Juni, S. 102—106. — De ingenieur 1886, S. 243, 252, 260.
Saigon (Hinter-Indien). Nouv. ann. de la constr. 1886, S. 1—8. — Ann. industr. 1888, S. 504.
Tunis. Ann. industr. 1886, 1887, 1889.
Vera-Cruz. Ann. industr. 1891, S. 325 u. 389.
Yokohama (Japan). Tijdschr. van het kon. inst. van ingenieurs 1889, Nov., S. 8—12. — Engineering 1890, II, S. 701.

3. Schuppen und Speicher. Ladevorrichtungen für Getreide.

Schwimmender Getreide-Heber im Hafen von Bordeaux. Ann. industr. 1883, II, S. 695 u. 742.
Poulson's Getreideheber. Engineering 1883, Okt., S. 314.
Anlagen für die Zollabfertigung in Häfen. Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 293 u. 307 (H. Keller).

Übersicht über die hauptsächlichsten, im deutschen Zollgebiet bestehenden Einrichtungen des Zollwesens. Erörterung der für die Zollabfertigung bestimmten Diensträume, Schuppen und Speicher nebst den Hebe- und Umlade-Vorrichtungen.

Der neue Kornspeicher in Budapest. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1885, S. 118, 127 u. 144. — Prakt. Maschinen-Konstr. 1885, S. 295 u. 315.
G. Luther. Die Konstruktion und Einrichtung der Speicher, speziell der Getreide-Magazine in ihren neuesten Vervollkommnungen. Braunschweig 1886.

Getreidespeicher (Allgemeines. Bodenspeicher. Silospeicher). Mechanische Einrichtungen (Hydraulische Betriebskraft. Einrichtungen in den Speichern. Hilfsapparate). Beispiele ausgeführter Getreidespeicher. Zahlreiche Abbildungen.

Gebr. Weifsmüller. Maschinelle Einrichtungen für den Getreideverkehr. Auslade- und Hebevorrichtungen für sonstige Stück- und Massengüter. Bockenheim-Frankfurt a. M. 1890.

Zahlreiche Abbildungen (Skizzen), kurzer Text.

Maschinen der Getreidelager im Alexandra-Dock, Liverpool. Engineering 1891, II, S. 143 u. 296.
Zur Kenntnis der Fördervorrichtungen für Sammelkörper. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1891, S. 924, 984 u. 1012 (Fischer).
Getreide-Elevator von Rostand. Genie civil 1892, Bd. XXI, S. 211.
Getreideheber der Atmospheric grain elevator comp. London. Uhlands technische Rundschau 1892, VI, S. 355.

4. Lösch- und Ladevorrichtungen, namentlich für Kohlen.

Entladen von Kohlen aus Schiffen mittels fahrbarer Wasserdruck-Krane. Engineer 1883, Aug., S. 148—150.
Butler's Kohlenverlade-Vorrichtung für Schiffe. Engineer 1884, Nov., S. 396.

Eine eigentümliche Kohlenverschiffung (Aufzugs- und Verladevorrichtung für Schiffsgefäfse (Gliederschiffe) im Hafen von Goole). Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 408 (Baltzer).

Über Kohlenverladungen von Schiff zu Schiff und die Beförderung der westfälischen Kohle. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 495—504. Vergl. Wochenbl. f. Baukunde 1885, S. 123.

Übersicht ausgeführter oder zur Ausführung vorgeschlagener Überlade-Vorrichtungen mit Abbildung von Rigg's Elevator. (Das Übrige betrifft hauptsächlich den Betrieb der Schiffahrtskanäle und die betreffenden Kosten.)

Aert's Kran zum Entladen von Kohlen aus Schiffen. Revue industr. 1885, S. 413 u. 453.

Über Kohlenkipper und deren Anlage. Wochenbl. f. Baukunde 1885, S. 486.

Kohlenverladung für die Bostoner Docks. Engineer 1885, Jan., S. 32.

Kohlenverlade-Krane im Hafen von Troon. Engineering 1886, I, S. 321.

Über den Wert der mit Wasserdruck betriebenen und mechanisch-selbstthätigen Kohlenkipper und über die für den Betrieb derselben erforderlichen Gleisanlagen. Zeitung d. Ver. deutscher Eisenbahnverw. 1886, S. 839, 847 u. 857 (Gerhardt).

Die selbstthätigen Kohlenkipper zum Entladen von Kohlen aus Eisenbahnwagen und deren Anlage. Zeitschr. f. Bauw. 1886, S. 251—274 (Gerhardt).

Beschreibungen (Kipper der Gutehoffnungshütte, Kipper von Gerhardt, Kipper in Duisburg, Kipper von Weidtmann). Vergleichende Beurteilung der Kipper. Die Anlage derselben einschliefslich der Gleise.

Vorrichtungen zum Überladen von Kohlen aus Eisenbahnwagen in Seeschiffe. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1887, S. 535, 575 u. 669 (Führ und Schwering).

Beschreibung der in 18 verschiedenen Hafenplätzen für Kohlen-Überladung hergestellten neueren Einrichtungen. Vorrichtungen zum Heranziehen der Wagen und Schiffe. Verstauen der Kohlen in den Schiffen. Hafengebühren, Verladungskosten u. s. w. Allgemeine Ergebnisse und Vorschläge für die Verladungsvorrichtungen in den norddeutschen Häfen. Litteratur. — Zahlreiche Abbildungen, auch von Gleiseplänen, Wasserdruckwinden und Spills.

Über die Beförderung und das Verladen von Steinkohlen. Zeitschr. f. Bauw. 1887, S. 111 u. 301 (Frahm).

Kohlenbeförderung auf Kanälen und Flüssen nebst Umladung aus Kanalschiffen in Seeschiffe. Desgl. auf Eisenbahnen nebst Umladung aus Eisenbahnwagen in Seeschiffe. Gleisanlagen. Kippvorrichtungen.

Selbstthätiger Kohlenkipper im Kaiserhafen, Ruhrort. Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 581—586 (A. Franke).

Eine neue Kohlenverladevorrichtung in Cardiff. Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 413—416. Vergl. Revue universelle des mines 1890, S. 233 u. 245.

Diese Vorrichtung kürzt die Ladezeit durch Erleichterung des Verstauens wesentlich ab, auch wird die Kohle mehr als bei älteren Vorrichtungen geschont.

Priestmanns Lokomotiv-Dampfkran zum Verladen von Kohlen. Engineer 1891, I, S. 502.

Kohlenverladung in Amerika am Hudson-Kanale bei Bondont. Génie civil 1891, S. 21—23.

Lösch- und Ladevorrichtungen für Schiffe und Eisenbahnen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1892, S. 306, 329, 366, 390, 457, 486 u. 516 (Gerdau) mit zahlreichen Abbildungen. Vergl. auch Deutsche Bauz. 1891, S. 415.

5. Anlandevorrichtungen.

Landungsanlagen im Flutgebiet. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1882, S. 213—216 (Schrader).

Abbildungen: Eiserne Klapptreppe. Feste hölzerne und bewegliche eiserne Pontonbrücken. Einzelheiten.

Die Landungsbrücken der Fähre über den Tyne bei Jarrow. Engineer 1883, I, S. 245.

Schwimmende Landebühnen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1883, S. 465—468 (Schrader).

Unter Landebühnen sind lange Pontons für Personenverkehr zu verstehen, welche durch mehrere Brücken mit dem Lande verbunden werden. Konstruktion und Bestimmung der Eintauchtiefen einer solchen Bühne.

Landungsplatz in Salto, Uruguay. Engineer 1887, April, S. 291.

Landebrücke am Hafen zu Antwerpen. Nouv. ann. de la constr. 1889, S. 177—179.

Ponton und Brücke sind in eine grofse in der Kaimauer gebildete Nische gelegt. Abbildungen: Ansichten und Grundrifs. Einzelheiten.

Die **Landungsanlagen der Seacombe-Fähre am Mersey.** Engineering 1883, II, S. 104, 193, 234 u. 288. — Ann. des travaux publics 1890, S. 203. — Génie civil 1891, S. 383—385.

Die Verbindung der Pontons mit dem Lande wird durch zwei geneigte Fufsgängerbrücken hergestellt; zwischen ihnen befindet sich eine wagerechte zweigleisige Eisenbahnbrücke. Der Übergang der auf die letztere gebrachten Wagen nach dem mit Gleisen versehenen Ponton wird durch ein Wasserdruck-Hebewerk bewerkstelligt.

Schwimmende Anlegestelle für Schiffe in offener See bei Folkestone. Engineer 1889, II, S. 446. — Ann. des travaux publics 1891, S. 40.

Landebrücke der Norfolk- und Carolina-Eisenbahn. Engineering news 1892, I, S. 96.

6. Schiffsbau- und Reparatur-Anstalten.

Hellinge.

Schiffshelling der Donau-Dampfschiffahrts-Gesellschaft in Alt-Ofen. Génie civil 1885, Mai, S. 28.

Ausbesserungs-Helling in Rouen für 1800 t Dampfer. Ann. industr. 1887, S. 470—472.

Der neue Helling von St. Diego. Daselbst 1888, I, S. 280.

Querhelling zu Rouen. Génie civil 1891, Okt., S. 365.

Trockendocks.

Trockendock zu Lyttelton auf Neu-Seeland. Engineering 1882, Sept., S. 228—230. — Engineer 1882, Aug., S. 100.

Neues Trockendock zu Kapstadt. Engineer 1882, Nov., S. 385.

Dichtung eines alten Trockendocks zu Greenock. Engineering 1882, Febr., S. 183.

Verschlufspontons (Thorschiffe, Caissons) für **Hafenanlagen.** Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1883, S. 749—760 (**Rudloff**).

Nach Erörterung der in Betracht kommenden Gesetze der Hydrostatik werden die Hauptarten der Pontons eingehend besprochen: Gewöhnliche Pontons, welche durch Einlassen von Wasser gesenkt, durch Auspumpen des Wassers gehoben werden, und selbstthätige Pontons. Die letzteren haben in angemessener Höhe ein wasserdichtes Deck, oberhalb dessen ein Teil des Wasserballastes sich befindet. Geeignete Vorkehrungen ermöglichen, dafs behufs Hebung des Pontons dieser Teil des Ballastes von selbst ausfliefst. — Die Abbildungen bringen je ein Beispiel beider Arten nach Ausführungen auf der kaiserlichen Werft in Kiel.

Fundierung eines Trockendocks im Triebsande. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1883, S. 293.

Simpsons hölzerne Trockendocks (Nordamerika). Engineer 1885, März, S. 311 u. 316.

San Fernando-Dock zu Buenos-Aires. Engineering 1887, Nov., S. 540.

Neues Dock zu Kowloon (China). Engineering 1887, Juli, S. 90, 96 u. 146.

*P. **Bonato.** I Bacini di carenaggio in Italia. Roma 1888.

Ein Auszug aus den Annali degli Ingegneri ed Architetti italiani, in welchem Angaben über alle in Italien vorhandenen Trockendocks gemacht werden.

Trockendock zu Esquimalt. Schiebethor von **Kinipple.** Engineering 1888, II, S. 87.

Das **Trockendock zu Saïgon.** Gründung mittels Prefsluft. Nouv. ann. de la constr. 1886.

Abbildungen: Grundrifs und Längenschnitt. Thorschiff. Eiserne Gründungskästen.

Vergl. auch: Mémoires de la société des ingénieurs civils 1889, Aug., S. 124—152.

Grofses hölzernes Trockendock zu Norfolk. Scientific American 1889, II, S. 248, 335 u. 341.

Drehponton-Verschlufs an einigen Dock-Thoren in Dundee (Schottland). Deutsche Bauz. 1889, S. 605.

Das Simpson-Trockendock zu New-York (Gründung auf Pfahlrost). Engineering 1890, Aug., S. 218, 219 u. 222.

Verlängerung des Trockendocks zu St. Nazaire. Ann. industr. 1890, Aug., S. 163.

Grofse hölzerne Trockendocks. Génie civil 1890, S. 241—251.

Trockendock zu Newport. Engineering 1891, S. 176, 177 u. 186.

Gromsch. Die Berechnung gemauerter Schleusen und Trockendocks. Zeitschr. f. Bauw. 1891, S. 537.

Brennecke. Graphische Darstellung der Beanspruchung von Trockendocks. Zeitschr. f. Bauw. 1892, S. 523.

Hamilton-Dock auf Malta. Engineering 1892, Mai, S. 545 u. 550.

Schiffswerfte in Bregenz. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1892.

Abbildungen: Lageplan. Trockendock. Drehbrücke. Hafendämme. Darstellung des Güter- und des Personenverkehrs auf dem Bodensee seit d. J. 1839.

Bau der Trockendocks No. 5 und 6 zu Havre. Genie civil 1889, S. 193—196. — Ann. des ponts et chaussées 1893.

Abbildungen: Lageplan. Darstellung der Verteilung der Belastungen eines Packetboots auf seine Länge. Gufseiserne Kielblöcke. Grundrifs. Längen- und Querschnitte der beiden Docks. Thorschiffe (Caissons). Wasserhebemaschine.

Neues Trockendock zu Glasgow. Engineering 1886, Nov., S. 523, 526, 531 u. 566. — Ann. industr. 1886, S. 541. — Nouv. ann. de la constr. 1893.

Trockendocks, Neapel. Ann. des ponts et chaussées 1892, I, S. 925.

Schwimmthor für das Trockendock auf der Insel Cockatoo. Engineer 1893, I, S. 6 u. 9.

Schwimmende Docks. Prefswasser-Docks und Verwandtes.

Prefswasser-Docks von Clark und Standfield. Iron 1885, Aug., S. 190—193.

Absetz-Dock und Rostdock von Clark und Standfield. Scientific American 1885, S. 207.

Absetz-Dock zu Barrow. Engineering 1883, Juli, S. 508, 510 u. 512. — Iron 1885, S. 301—303.

Eisernes Schwimmdock in Rotterdam. Deutsche Bauz. 1886, S. 464. — Portefeuille économique des machines 1886, März, S. 39—42.

Das Dock besteht aus zwei Teilen, welche entweder im Zusammenhange oder getrennt benutzt werden können.

Schwimmdock für Cardiff. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1884, S. 849. — Engineering 1887, Sept., S. 272 u. 276. — Engineer 1887, Juli, S. 8. — Ann. industr. 1887, S. 116 u. 507. — Genie civil 1887, Nov., S. 49.

Pontondocks und Schwimmdocks (Anforderungen an dieselben). Engineering 1888, II, S. 136.

Prefswasser-Dock in San Franzisko (mit Vorrichtung zur gleichmäfsigen Bewegung aller Hebestempel). Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 158. Vergl. Ann. industr. 1887, S. 250—252.

Prefswasser-Dock am Hafen von Cardiff. Engineering 1884, Juli, S. 60 u. 69. — Iron 1888, S. 278 u. 280.

Schwimmdock der Reiherstieg-Werft, Hamburg. Deutsche Industriezeitung 1889, S. 55. — Engineering 1889, I, S. 531.

Schwimmdock im Hamburger Hafen. (Ein aus drei Teilen bestehendes „Sectional-Dock".) Deutsche Bauz. 1892, S. 119.

Verfahren zur Berechnung von Schwimmdocks. Zeitschr. f. Bauwesen 1892 (Forchheimer).

Träger mit Gegendrücken proportional zur Senkung. Beschreibung des Schwimmdocks und des Verfahrens bei der Berechnung. Ausrechnung der Belastungsfälle. Verteilung des Schiffsgewichts auf zwei Punkte. Lastangriff an beiden Enden des Königsschottes. Dock mit hohen Seitenwänden. Beispiel. Gleichmäfsige Aufnahme eines Teils des Schiffsgewichts.

Schwimmdock nach Clark und Standfield, North-Shields. Ann. industr. 1892, II, S. 515. — Engineering 1892, II, S. 625, 630 u. 631.

Schwimmdock derselben Art in Flensburg. Ann. industr. 1892, II, S. 708. — Engineer 1893, I, S. 270.

Schiffahrtszeichen (Seezeichen).

1. Seezeichen im allgemeinen.

Verwendung der Brieftauben zur Sicherung der Küstenschiffahrt. Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 87.

Rettungsbaken an der unteren Loire (9—10 m lange eiserne Röhren mit Leiter und 4—5 m über dem höchsten Wasser liegendem Mastkorb). Nouv. ann. de la constr. 1885, S. 67.

Vernon-Harcourt. Harbours and Docks. Oxford 1885, Kap. XVIII. Light-houses, beacons and buoys.

Über Leuchttürme und Seezeichen. Engineering 1886, Sept., S. 276 ff.

Allgemeine Abhandlung und Angabe über die Zahl der Leuchttürme und Feuerschiffe, über die benutzte Lichtart, sowie über Tonnen und Baken.

Peiffhoven. Über Schiffahrtszeichen. Zeitschr. f. Bauw. 1887, S. 433.

Sautter et Lemonnier. Collection des types adoptés dans le service des phares. Phares — Bouées — Signaux. Paris 1887.

Bourdelles. Rapport sur l'éclairage des cotes de la Tunisie. Paris 1887.

Bekanntmachung betr. die einheitliche Bezeichnung der Fahrwasser und Untiefen in den deutschen Küstengewässern. Reichsgesetzbl. No. 32 vom 31. Juli 1889.

Beleuchtung von Flüssen, Meerbusen und Kanälen (insbesondere des Suez-Kanals). Engineering 1889, Dez., S. 467.

Allard. Les Phares: histoire, construction et éclairage. Paris 1889.

Allard ist auf diesem Gebiet die erste Autorität Frankreichs.

D. P. Heap. Ancient and modern light-houses. Boston 1889.

Eingehende Beschreibung der Konstruktion und Ausführung fast aller bedeutenden älteren, sowie einiger neueren Leuchttürme. Von letzteren sind insbesondere amerikanische gewählt. Auch finden sich Angaben über verschiedene Arten von Leuchtbojen und Mitteilungen über die Verwaltung der Seezeichen in einzelnen Ländern. Zahlreiche Skizzen, zum Teil nach photographischen Aufnahmen, sind beigefügt.

L. A. Veitmeyer. Die Seefeuer (Leuchttürme und Leuchtschiffe) der deutschen Küsten u. s. w. Berlin 1889.

Übersichtskarte mit den Leuchtkreisen der Feuer und Zusammenstellung aller deutschen Seefeuer nebst genauen Angaben über jeden Apparat, Sichtweite und Lichtstärke. Es wird auch die etwaige Umwandelung der fast ausschliefslich vorhandenen Mineralöllampen in elektrische Leuchtapparate besprochen und auf die aufserordentlich grofsen Kosten eines solchen Verfahrens hingewiesen, jedoch zugegeben, dafs es wünschenswert wäre, wenn die Feuerkreise sich nicht wie jetzt nur etwa an 180 Tagen, sondern etwa an 300—320 Tagen im Jahre schneiden würden.

Leuchtfeueranlagen der Vereinigten Staaten von Nordamerika. Scientific American 1889, II, S. 369, ferner 1892, I, S. 367 u. 373 und 1892, II, S. 159 u. 164.

Sturmwarnungs-Signale (in 17 verschiedenen Staaten). Ann. d. Hydrographie 1891, S. 40—43.

Van Bebber. Das Sturmwarnungswesen an den deutschen Küsten. Berlin 1891.

Betonnung und Beleuchtung der Flüsse im Flutgebiet. Engineer 1892, S. 293.

Ribière. Sur les fondations des phares ou balises. Kap. IX von „Ports maritimes par F. Laroche". Paris 1893.

2. Leuchttürme.

Anderson. Étude sur les phares en fer et en tôle. Revue industrielle 1883, Apr.

Der neue Eddystone-Leuchtturm. Minutes of proceedings of the inst. of civ. eng. Bd. LXXV, S. 20 bis 36. — Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 486. — Tijdschr. van het kon. inst. van ingenieurs 1884, Febr., S. 120. — Glasers Ann. f. Gew. u. Bauw. 1884, Juni, S. 228. — Zeitschr. f. Baukunde 1885, S. 395. — Zeitschr. f. Bauw. 1887, S. 577.

Eiserne Bake mit komprimiertem Fettgas auf der Nordmole in Pillau. Centralbl. d. Bauverw. 1883, Jan., S. 30.

Eiserner Leuchtturm am Hudson. Scientific American 1884, Jan., S. 1.

Leuchtturm zu Dundee. Civiltechniker 1885, Juni, S. 92. — Génie civil 1885, April, S. 400. — Wochenbl. f. Baukunde 1885, S. 217.

Der 20 m hohe, 440 t schwere Turm ist in 28 Tagen 80 m weit verschoben für 6000 M.

Eisernes Leuchthaus auf dem Wellenbrecher zu Delaware. Scientific American 1885, Aug., S. 85.

Leuchturm bei Port Sanilac am Huron-See. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 373.

Eiserner Leuchtturm zu Fiume. Civiltechniker 1885, Jan., S. 7.

Volkmann. Der Leuchtturm auf Hallets Point. Zeitschr. f. Bauw. 1885, S. 353.

Balises métalliques. Nouv. ann. de la constr. 1885, Mai.

O. Offergeld. Der Rotesand-Leuchtturm in der Nordsee. Vortrag im Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hamburg am 21. April 1886. Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 1 ff. — Genie civil 1888, Bd. XIII, S. 49—52.

Arbeitsgerüst des Mosquito-Leuchtturms in Florida. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 480.

Siber. Leuchtturm Dornbusch auf Hiddensö. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 503.

Le Phare des Grands-Cardinaux. Notices sur l'exposition du ministère des travaux publics à l'Exposition universelle de Paris en 1889.

Engels. Gufseiserner Leuchtturm bei Kykduin. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 391.
Infolge von Schraubenverbindungen einfacher und aufserdem in der Unterhaltung billiger, als Schmiedeeisen.

Description de la tour-balise en béton du Soulard, à Lorient. Nouv. ann. de la constr. 1890, Juli.

Note sur le phare métallique de Port Vendres. Génie civil 1890, Febr.

M. Strukel. Über neuere finnische Leuchttürme. Mit 7 Tafeln. Allgem. Bauz. 1892.

Eiserner Leuchtturm auf der Weltausstellung in Chicago. Engineering 1893, Sept., S. 384 ff.

3. Leuchtapparate und Brennmaterial.

Mineralöl.

Lampen für Mineralöl in Amerika. (Es sind 7 konzentrische Dochte von 27—114 mm Durchmesser vorhanden.) Engineer 1883, Juni, S. 450.

Aufbewahrung des Petroleum für die preufsischen Leuchttürme. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 397.

Gas.

Wigham-Lampen für Gasgebrauch. (Dieselben liefern bis zu 24000 Kerzen Lichtstärke.) Engineering 1887, Aug., S. 173.

Leuchtfeuer mit Ölgaslicht auf der Insel Ailsa Craig in der Clyde-Mündung. (Fünf Gasmaschinen von je acht Pferdekraft zum Betrieb von zwei Nebelhörnern, welche den Ton durch Prefsluft erzeugen.) Ann. industr. 1887, Aug., S. 207—212. — Génie civil 1888, Bd. XII, S. 182.

Darstellung des verdichteten Gases nach Pintsch. Ann. industr. 1888, II, S. 261—266.

Leuchtfeuer mit Gaslicht am Belfast-lough. (Bei klarem Wetter 13645 Normalkerzen, bei Nebel werden Blitze von 189446 Kerzen Stärke gegeben). Proceedings of the inst. of mech. eng. 1888, S. 432—436.

Leuchtfeuer mit Ölgaslicht auf dem Bullrock, Irland. (Nebelsignal durch zwei Dynamit-Explosionen in rascher Folge.) Engineer 1889, Aug., S. 154—156.

Riesenlinse für Leuchtfeuer. (Bei 30 cm Gasbrenner 800000 Kerzen Lichtstärke.) Engineer 1892, I, S. 394.

Elektrisches Licht.

Über elektrische Beleuchtung für Leuchttürme im Vergleich zu Gas und Öl: Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 76; 1884, S. 246 und 1885, S. 419. — Iron 1884, Juni, S. 535; 1885, Okt., S. 299 u. 321; 1886, Dez., S. 566. — Engineer 1885, Aug., S. 147. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1885, S. 434. — Centralbl. f. Elektrotechnik 1886, S. 360. — Journ. f. Gasbel. 1886, Nov., S. 799—805.

Elektrisches Leuchtfeuer am Hellgate. Scientific American 1884, März, S. 175.

Desgl. zu Razza. Ann. industr. 1884, März, S. 356.

Desgl. zu Macquarie und Tino. (Blitzfeuer 96 km weit sichtbar.) Iron 1886, Dez., S. 566. — Engineering 1886, Dez., S. 595.

Desgl. in der Mündung des Firth of Forth. Proceedings of the institution of mech. eng. 1887, Aug., S. 347—372.

Desgl. für Hanstholm an der Westküste von Jütland. (Elektrisches Licht von 2 Millionen Normalkerzen Stärke.) Engineer 1888, II, S. 386 ff. — Ann. industr. 1889, Dez., S. 709.

Desgl. von St. Catherine auf der Insel Wight. Génie civil 1888, Bd. XIII, S. 225.

Desgl. am Cap de la Hève (Windmühle als Betriebskraft). Ann. industr. 1889, I, S. 454—463.

Étude sur l'application de la lumière électrique aux phares. Journal La Lumière électrique 1889, Febr.

Mitteilungen über die Leuchtkraft der in Frankreich mit elektrischem Licht versehenen Leuchttürme. Ann. industr. 1892, II, S. 385.

4. Schwimmende Seezeichen.

Drehlicht für Leuchtschiffe (durch Zeichnungen erläutert). Engineer 1884, Aug., S. 142 ff.

Gasboje von Forster in Nordamerika. Engineering 1885, Juni, S. 705.

Leuchtschiffe für die irische Küste. (Eisernes Gerippe mit doppelter Beplankung von Teakholz. Zur Verminderung des Rollens fünf Kiele.) Engineering 1887, Mai, S. 422.

Feuerschiff für den Hafen von Genua (ein kleiner schwimmender Leuchtturm). Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 118.

Selbstleuchtende und mit einer Glocke versehene Boje. (Die Boje hat hohle luftleere Metallringe, in denen sich Quecksilber befindet, welches durch die schüttelnde Bewegung Elektrizität erzeugt.) Scientific American 1888, I. 34.

Ribière. Étude sur les feux flottants. Congrès des Travaux maritimes 1889.

Gasbojen von J. Pintsch. Glasers Ann. f. Gew. u. Bauw. 1889, II, S. 152.

Von diesen Bojen waren 1889 schon 177 Stück vorhanden, aufser 62 festen Leuchtbaken und 4 Leuchtschiffen mit Fettgas-Einrichtung.

Die schwimmenden Leuchtfeuer, insbesondere grofse Feuerschiffe. Ann. des ponts et chaussées 1892, II, S. 811—837.

5. Hörbare Seezeichen.

Über Hörweite und Kennzeichen der Nebelsignale, nach den Mitteilungen Allard's in den Ann. des ponts et chaussées 1883, Juni. — Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 379.

Sirene des Professor Holmes (mit Zeichnung). Engineer 1883, Febr., S. 170; Scientific American 1883, Okt., S. 260.

Sirènes et signaux de brumes. Ann. industr. 1887, Juni.

Dampf-Sirene zu Punta Maistra an der Po-Mündung. Portefeuille économique des machines 1887, Aug., S. 118—120.

Trompettes pour signaux pendant les tempêtes. Génie civil 1889, Febr.

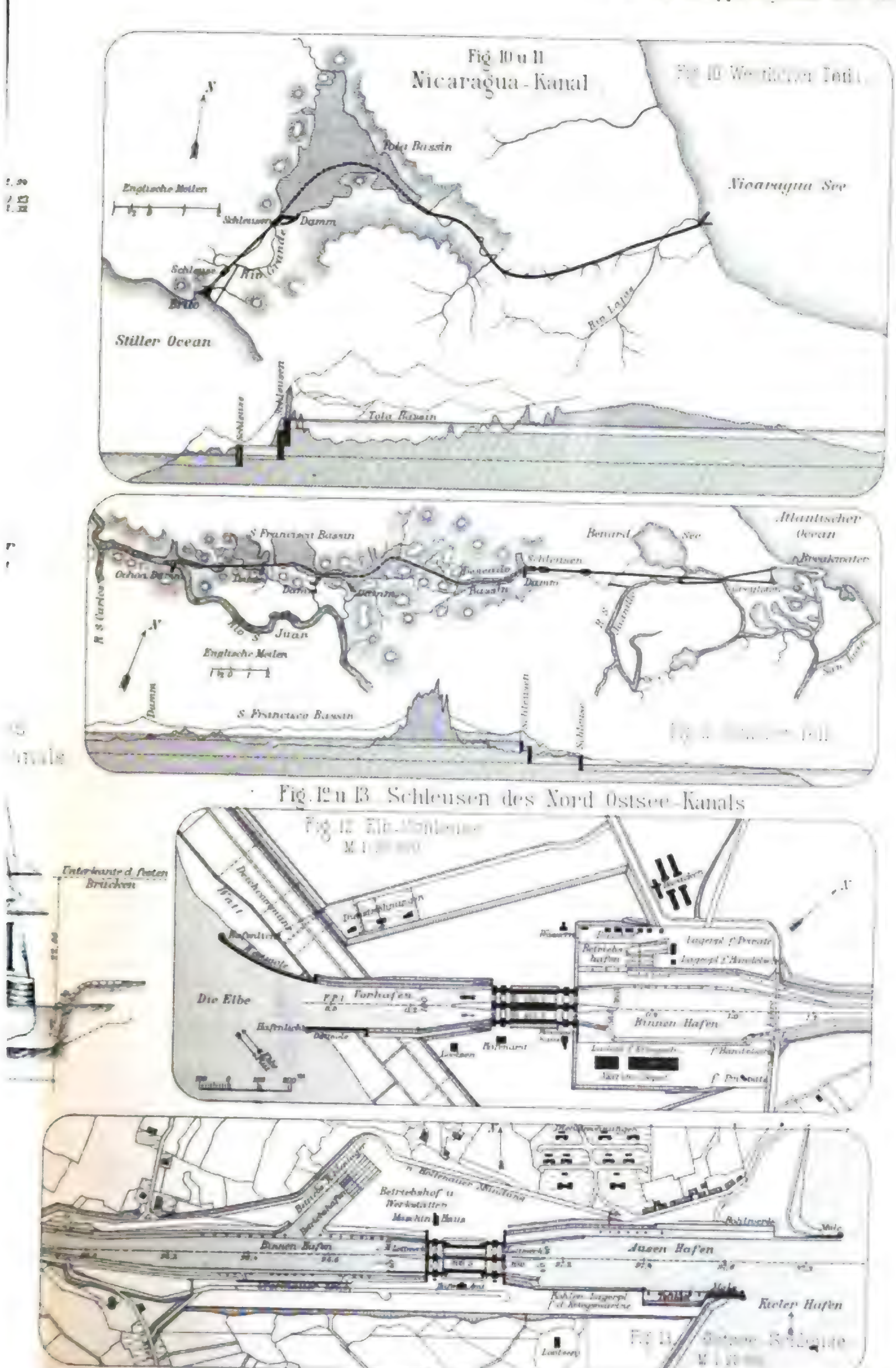
Kanone für Nebelsignale. (Eine Kanone aus Bessemer-Stahl, 3 m lang mit 60 mm Kaliber ist in Schweden hergestellt.) Ann. industr. 1889, Dez., S. 770.

Bakenlichte und Nebelsignale. Engineer 1889, I, S. 264—266.

Petri. Verwendung von Glocken an der Küste der Vereinigten Staaten von Nordamerika. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 464.

Die Glocken werden in der Regel aus 1/5 Zinn und 4/5 Kupfer, seltener aus Stahl hergestellt. Horizontale Aufhängung als zu schwierig wieder aufgegeben. Schallweite um so gröfser, je näher die Glocke der Wasseroberfläche.

Druck von Rud. Bechtold & Comp., Wiesbaden.



Verlag v. W. Engelmann, Leipzig

Die

eisernen Stemmthore der Schiffsschleusen.

Von

Theodor Landsberg,
Professor an der technischen Hochschule zu Darmstadt.

Mit 169 Textfiguren.

Leipzig.
Verlag von Wilhelm Engelmann.
1894.

Vorwort.

Bei der planmäfsig in Angriff genommenen Bearbeitung der Eisenkonstruktionen des Wasserbaues hat sich die grofse Ausdehnung der betreffenden Untersuchungen herausgestellt; es schien deshalb angezeigt, vorläufig eine engere Grenze zu ziehen. Das vorliegende dritte Heft der Fortschritte beschränkt sich auf die eisernen Stemmthore der Schiffsschleusen, als diejenigen beim Wasserbau vorkommenden Eisenkonstruktionen, welche wohl die gröfste Bedeutung haben und am häufigsten Verwendung finden. Von den angestellten Untersuchungen ist aber Vieles teils ohne weiteres, teils mit geringen Änderungen auf die anderen Arten von Schleusen- und Dockthoren anwendbar, sodafs auch diese nicht unberücksichtigt geblieben sind. Die eisernen Stemmthore sind hier zum ersten Male eingehend behandelt und die Durcharbeitung ihrer Berechnung hat einen namhaften Aufwand an Zeit und Mühe verursacht. Auf die Besprechung der Pfostenthore, mit welchen ein sehr beachtenswerter Fortschritt in der Konstruktion der Schleusenthore gemacht ist, auf die vergleichenden Untersuchungen über die Stoffmengen der verschiedenen Konstruktionsarten (s. § 15 und folgende), sowie auf die theoretischen, im Anhange (§ 28) gegebenen Berechnungsgrundlagen glauben wir besonders aufmerksam machen zu dürfen.

Bremen und Darmstadt, im Januar 1894.

Franzius. Sonne.

Inhalt.

Die eisernen Stemmthore der Schiffsschleusen.

§ 1. Einleitung. Die eisernen Schleusenthore haben dieselben Aufgaben zu erfüllen wie die hölzernen Thore: sie sollen einen sicheren Verschlufs bieten, der zeitweise beseitigt werden kann und der es ermöglicht, den Wasserstand an der einen Seite höher zu halten, als an der anderen. Sie müssen demnach den Wasserdruck aufnehmen und in das Mauerwerk des Bauwerks übertragen können; sie müssen dicht sein und etwaige Reparaturen ohne grofse Schwierigkeiten und Kosten gestatten, sie müssen endlich leicht und sicher bewegt werden können. Im allgemeinen wird die Konstruktion desto besser sein, je klarer die wirkenden Kräfte in die festen Mauern übertragen werden.

Die Verwendung des Eisens zu den Schleusenthoren gehört dem neunzehnten Jahrhundert an; bis zum Jahre 1820 baute man nur Holzthore. Die zunehmende Gröfse der Schiffe führte insbesondere bei den Seeschleusen zu immer gröfseren Schleusenweiten und immer breiteren und höheren Thoren. Die Querschnitte der hölzernen Riegel, Wende- und Schlagsäulen mufsten hierbei schliefslich Mafse erhalten, welche die Thore unbeholfen und überaus teuer machten. Nur wenige und teuere Holzarten konnten für diese Thore Verwendung finden, gröfstenteils solche aus überseeischen Ländern. Dazu kommt, dafs in verschiedenen Meeren alles Holz, mit Ausnahme des Greenheart- und des noch teureren Teakholzes, durch den Bohrwurm bald zerstört wird. Die als Mittel gegen den Bohrwurm verwendete Benagelung — auf 1 qm 1700 bis 2500 Nägel, 22 bis 25 **kg** schwer — ist sehr kostspielig; und dabei beträgt die Dauer eines Holzthores nur etwa 30 Jahre und die Unterhaltungskosten steigen von Jahr zu Jahr.

Nachdem man einmal gelernt hatte, dort, wo grofse Kräfte auftreten, das Eisen als Baustoff zu verwenden, war es nur naturgemäfs, dafs man auch bei den grofsen Schleusenthoren diese Kenntnis verwertete. Für grofse Schleusenweiten und bedeutende Höhenunterschiede der beiderseitigen Wasserstände haben denn auch die eisernen Thore die Holzthore so gut wie ganz verdrängt, also besonders bei Hafenschleusen an Meeren, Docks u. s. w. — Anders ist es bei den kleineren Thoren in den der Binnenschiffahrt dienenden Schleusen. Hier treten kleinere Kräfte auf und das Bedürfnis, die Holzthore durch eiserne zu ersetzen, tritt weniger in den Vordergrund. In der That bietet das Holz für solche Konstruktionen wesentliche Vorteile: es ist leicht zu bearbeiten, die nötige Dichtigkeit am Drempel, an der Wendesäule und Schlagsäule kann einfach erreicht werden, die Längenänderungen der Thorflügel durch Temperaturwechsel sind gering, etwaige Reparaturen können leichter ausgeführt werden, als bei eisernen Thoren und die Anschaffungskosten sind billiger. Freilich ist die Dauer der Holzthore nicht

grofs und die Unterhaltung im allgemeinen teuerer, als bei eisernen Thoren, aber die Dauer der eisernen Thore ist überhaupt noch nicht bekannt, da dieselben erst seit verhältnismäfsig kurzer Zeit hergestellt werden. Für die Schleusen der Binnenschiffahrt werden deshalb noch vielfach Holzthore verwendet; aber auch bei diesen Bauwerken gewinnen die eisernen Thore von Jahr zu Jahr gröfsere Verbreitung.

Zuerst baute man die Thore mehrfach aus Gufseisen, sowohl im Gerippe, wie in der Bekleidung; doch hat sich dieser Baustoff hier, wie auch bei Brücken und Hochbauten nicht bewährt. Gufseiserne Thore sind sehr schwer, sind schwierig dicht zu erhalten und brechen bei etwaigen Stöfsen leicht, man ging deshalb bald vom Gufseisen ab.

Heutzutage wird zu den grofsen eisernen Schleusenthoren ausschliefslich Schweifseisen und Flufseisen verwendet; für einzelne Teile — Zapfen, Pfannen, Halsbänder — auch Stahl; an gewissen Stellen auch Bronze. Die kleineren Thore der Flufs- und Kanalschleusen empfiehlt es sich gleichfalls aus Schweifseisen herzustellen; man hat bei diesen Thoren auch wohl die eisernen Gerippe mit Holzbohlen verkleidet, sodafs man gemischteiserne Thore erhielt; diese Konstruktion ist empfehlenswert. Zur Erzielung des dichten Schlusses am Drempel zwischen Wendesäule und Wendenische, sowie bei den Schlagsäulen verwendet man auch bei sonst ganz eisernen Thoren fast ausschliefslich das Holz.[1])

In den folgenden Besprechungen sollen nur die beweglichen Teile der Thore behandelt werden: zu einem Thore gehören unzweifelhaft auch die festen, gemauerten Seitenwände. Auf die Besprechung dieser wird hier nur so weit eingegangen werden, als es des Verständnisses und Zusammenhanges wegen als unumgänglich nötig erscheint.

Die Arten der eisernen Schleusenthore.

Die Thore müssen zeitweilig eine solche Lage einnehmen können, dafs die Öffnung zwischen den Seitenmauern vollständig frei wird. Das Öffnen und Schliefsen der Thore kann nun erfolgen:

- durch seitliche Verschiebung des Thores;
- durch Drehung des Thores um eine Axe oder der Thorflügel um mehrere Axen;
- durch Aus- und Einfahren eines schiffartigen Bauteiles.

Die seitliche Verschiebung scheint die einfachste Art und Weise zu sein, um Öffnen und Schliefsen zu erzielen; dennoch ist die Drehung der Thore weit mehr verbreitet; man ist wohl durch Nachahmung der allgemein üblichen Thoranordnung zuerst auf diese Konstruktion gekommen.

Die seitliche Verschiebung kann eine wagerechte oder eine lotrechte sein. Thore mit lotrechter Verschiebung sind — in kleinem Mafsstabe als Schützen in den Thoren und auch bei Stauwerken allgemein üblich — dennoch zum Verschlufs von Schiffsschleusen unseres Wissens in neuerer Zeit nicht ausgeführt, aber vorgeschlagen.[2]) Sie würden, um die Durchfahrt der Schiffe nicht zu hindern, in einen im Fundament ausgesparten Schlitz zu verschieben (Fig. 6) oder genügend hoch zu heben sein.

---

[1]) Engineer 1873, S. 81, 93, 123, 169, 218, 271, 345, 389. — Nouv. ann. de la constr. 1874, S. 137; 1875, S. 24, 60, 114.

[2]) Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 237; 1886, S. 92. — Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1884, S. 299.

Die Drehung kann um eine wagerechte oder eine lotrechte Axe, oder um mehrere lotrechte Axen erfolgen. Die wagerechte Axe befindet sich in einer Seite des Thorrechtecks. Damit die Öffnung ganz frei werden könne, mufs die Axe mit der unteren am Drempel anliegenden Seite zusammenfallen. Die lotrechte Drehaxe liegt gewöhnlich an einer Seite des Thorflügels.

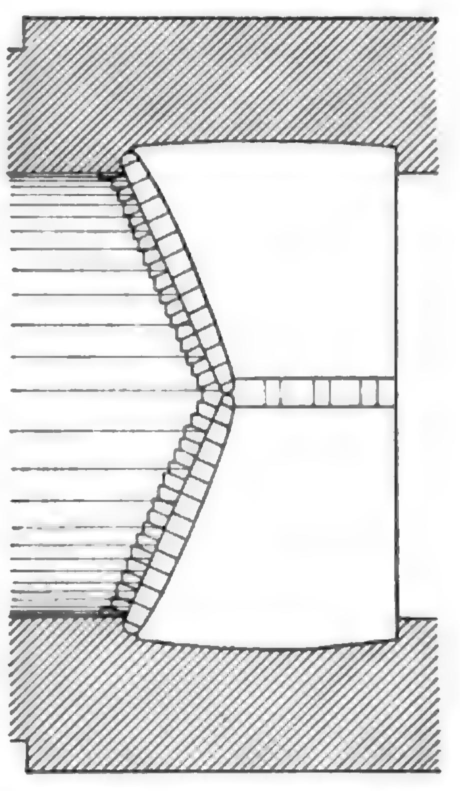
Auf Grund des Vorstehenden unterscheidet man:

I. Drehthore, d. h. Thore, welche beim Öffnen und Schliefsen um eine Axe gedreht werden. Je nach der Lage der Axen unterscheidet man weiter:

a. Drehthore mit lotrechter Axe oder lotrechten Axen;

b. Drehthore mit wagerechter Axe.

Fig. 1.
Zweite Hafeneinfahrt zu Wilhelmshaven.



Die ersteren werden meistens paarweise, als sogenannte Stemmthore (französisch *portes busquées*, englisch *mitred leaves*) angeordnet (Fig. 1). Es kommen aber auch Drehthore mit lotrechter Axe zur Anwendung, bei welchen die ganze Schleusenöffnung durch einen Thorflügel geschlossen wird; alsdann liegt die Drehaxe an der einen Seitenmauer, die Schlagsäule des geschlossenen Thores an der anderen Seitenmauer (Fig. 2). In der Figur ist das eine Thor im geschlossenen, das andere im geöffneten Zustande gezeichnet; letzteres liegt in der Thornische.[3])

Die Drehthore mit wagerechter Axe (franz. *portes d'écluses à rabattement*, engl. *tumble gates*) sind bislang hauptsächlich in Amerika ausgeführt, neuerdings — freilich als Holzthore — im Oder-Spree-Kanal. Es steht aber nichts im Wege, diese Konstruktion auch in Eisen herzustellen; ein Beispiel liegt in der neuerdings erbauten Schleuse des Flofshafens bei Kostheim unfern Mainz vor. Die Drehaxe (Fig. 3) liegt unten am Drempel, das geschlossene Thor ist etwas nach dem Oberwasser zu geneigt und wird durch dasselbe gegen die Seitenwände und den Drempel gedrückt.[4])

Fig. 2. *Kanal von Le Havre nach Tancarville.*

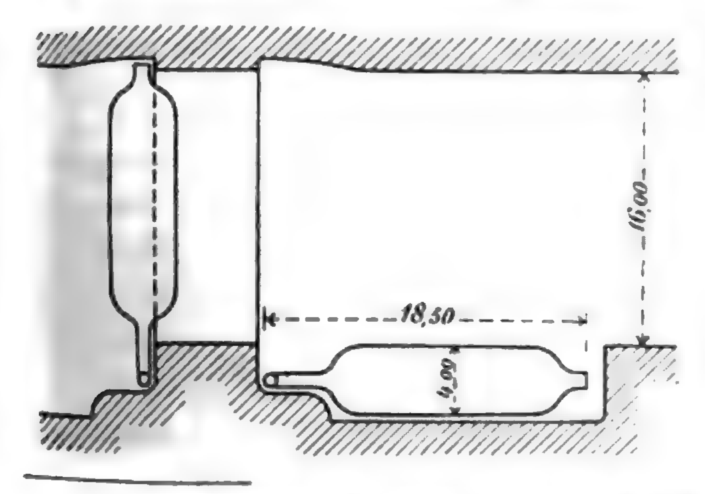
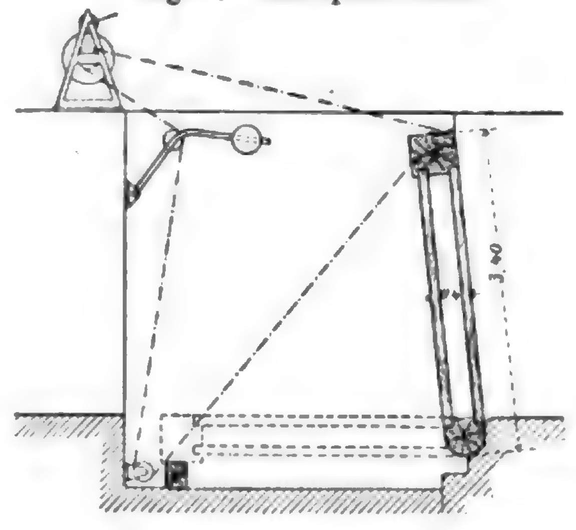


Fig. 3. *Oder-Spree-Kanal.*



[3]) Ann. des ponts et chaussées 1892, I. S. 710.
[4]) Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 385.

II. Schiebethore. Öffnen und Schliefsen der Thore erfolgt durch Verschieben derselben in der Thorebene. Diese Thore werden besonders bei weiten Öffnungen und grofsen Höhenunterschieden der Wasserstände auf beiden Thorseiten verwendet, so zum Verschlufs von Dockschleusen. Die Verschiebung erfolgt seitlich, wobei das Thor in einen gemauerten Schlitz geht; dabei läuft es mittels Rollen, welche an dem Thor befestigt sind, auf Eisenschienen, welche auf der Sohle der Thorkammer liegen (Fig. 4).

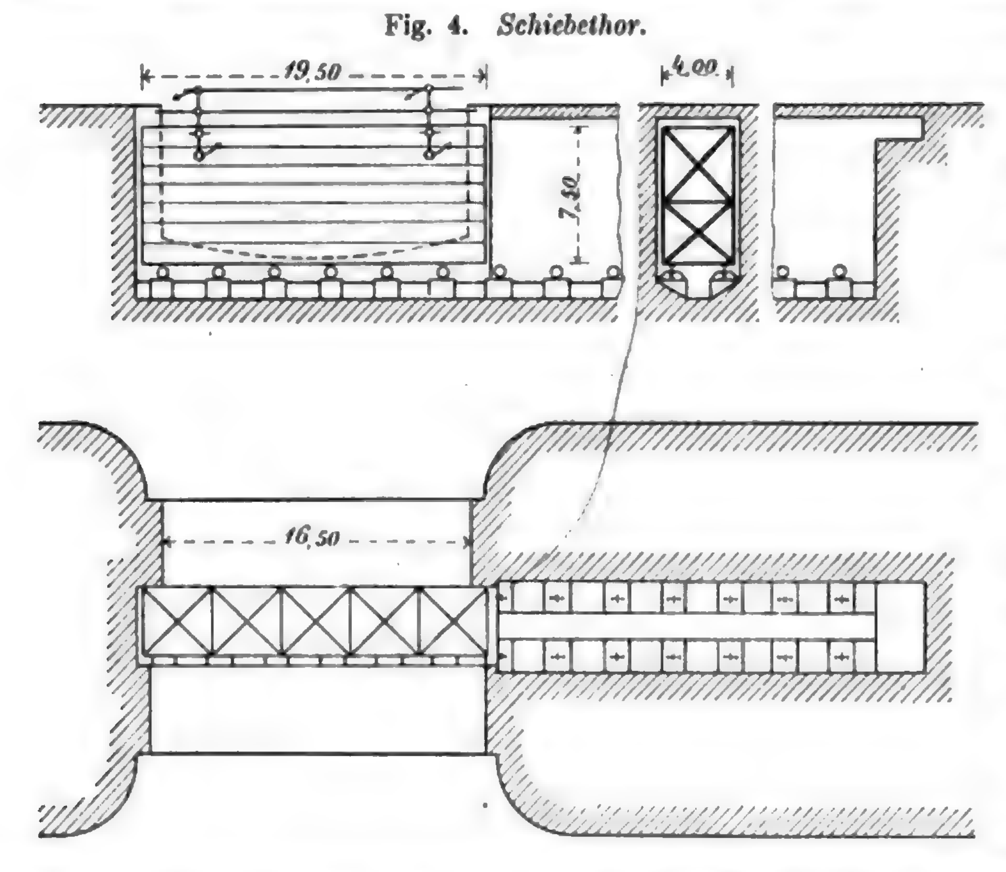
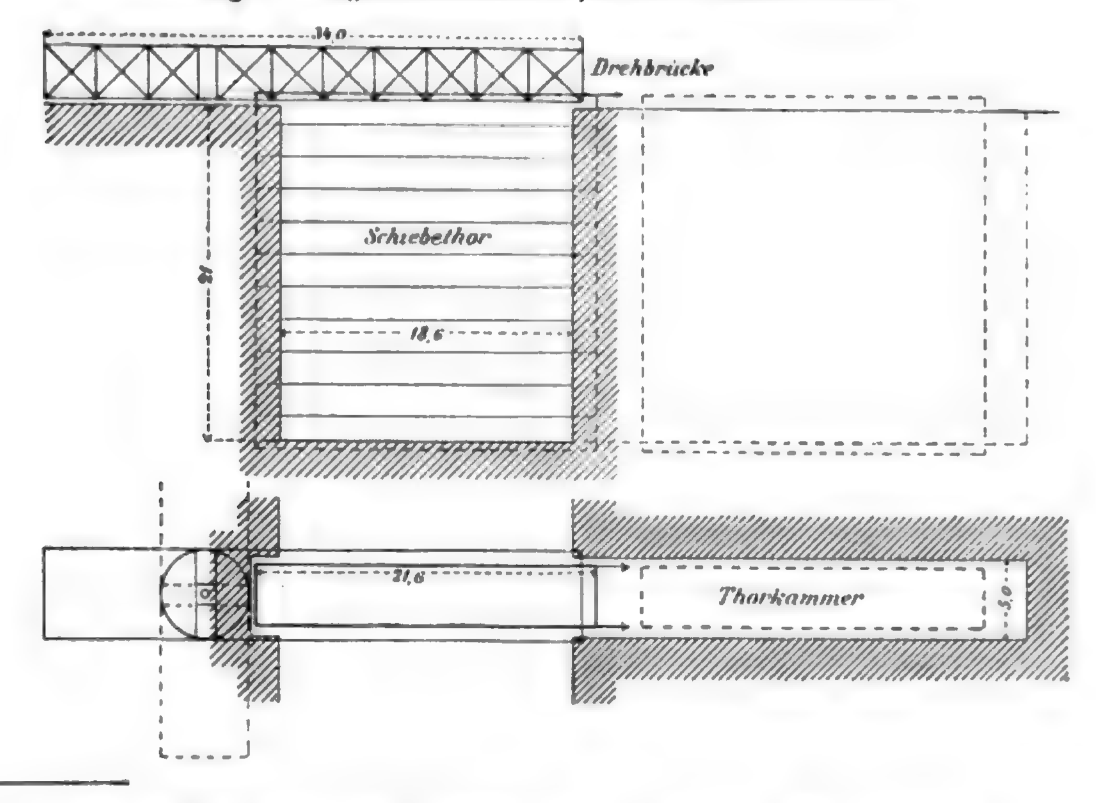


Fig. 4. *Schiebethor.*

Die von Eiffel für den Panama-Kanal[5]) geplanten und bereits ausgeführten Schleusenthore sind gleichfalls wagerecht verschiebliche Thore; dieselben laufen aber mittels Rollen, die am oberen Ende angebracht sind, auf einer Drehbrücke über der Thoröffnung (Fig. 5). Wenn das Thor in die Thorkammer geschoben wird, finden die Rollen ihren Weg auf Schienen, welche auf dem Seitenmauerwerk verlegt sind. Damit aber die Öffnung nach

Fig. 5. *Eiffel-Schleusenthor für den Panama-Kanal.*



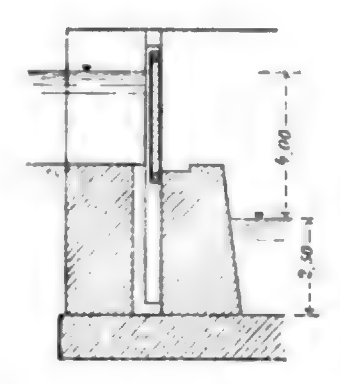
[5]) Le Génie civil 1887/88, S. 244; 1888/89, S. 71. — Engng. 1886, Dezember.

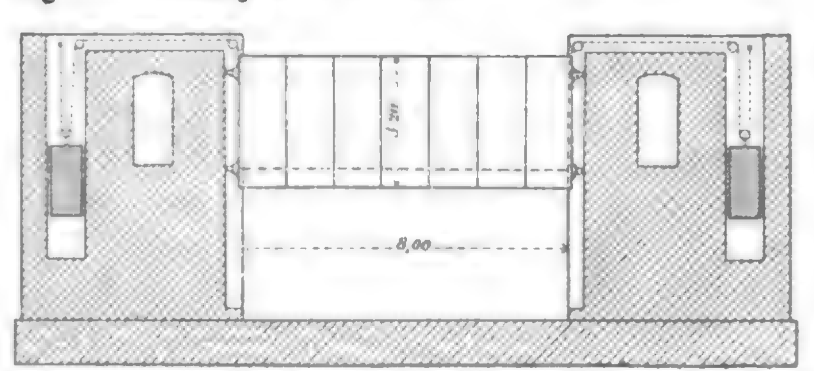
Verschiebung des Thores für die Schiffahrt ganz frei werde, mufs noch die Drehbrücke um 90° gedreht werden. Es beträgt:

bei den Unterthoren: die Länge 21,6 m, die Höhe 21 m, die Breite 4,0 m,
" " Oberthoren: " " 21,6 " " " 10 m, " " 3,0 "

Die Verschiebung der Thore kann, wie bereits erwähnt, auch in der lotrechten Ebene erfolgen; einen Vorschlag in diesem Sinne hat Tolkmitt (Centralbl. der Bauverw. 1886, S. 92/93) gemacht (Fig. 6); auch Löhmann (Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1884, S. 299).

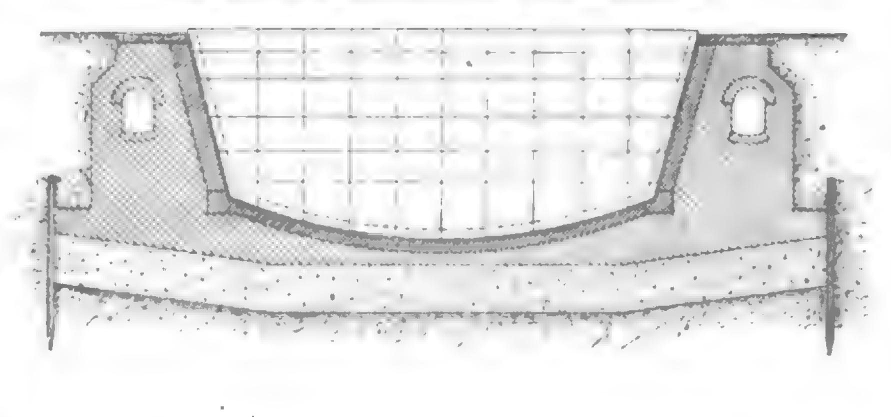
Fig. 6. *Vorschlag von Tolkmitt.*

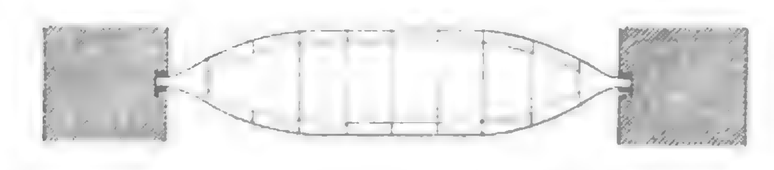




III. **Schwimmthore, Hebe-Pontons** sind als freischwimmende Fahrzeuge konstruiert und werden in Falze, die im Seitenmauerwerk ausgespart sind, eingelassen (Fig. 7). Sollen sie beseitigt, soll also das Schleusenthor geöffnet werden, so bringt man die Pontons durch Verringerung des Ballastes zum Schwimmen, dadurch hebt sich das Fahrzeug aus den Falzen und kann nun ausgefahren werden. Umgekehrt ist der Vorgang beim Einfahren der Pontons. Pontons eignen sich als Verschlufsthore vorzüglich, wo weite Öffnungen zu schliefsen sind und grofse Wasserunterschiede beiderseits auftreten. Sie sind zum Verschlufs von Trockendocks, Hellingen, Seeschleusen ausgeführt.

Fig. 7.
Zweite Hafeneinfahrt zu Wilhelmshaven.





In dem vorliegenden Hefte werden nur die wichtigsten Thore, die eisernen Stemmthore, behandelt; vieles von dem Vorzuführenden gilt aber mit geringen Abänderungen auch für die anderen Thorarten. Insbesondere ist dies der Fall für das, was über die äufseren Kräfte, die Bekleidung, die Riegel, Pfosten, Zapfen, Bewegungsvorrichtungen und Schützen gesagt werden wird.

§ 2. Allgemeines. Die Stemmthore werden stets paarweise verwendet; jeder Flügel (franz. *vantail*, engl. *leaf, half gate*) ist um eine lotrechte nahe der Kammermauer befindliche Axe drehbar, hat meistens Rechteckform und lehnt sich im geschlossenen Zustande mit einer lotrechten Seite gegen die Seitenmauer, mit der unteren, meistens

wagerechten Seite gegen den Drempel (franz. *le busc*, engl. *the cill*), mit der zweiten lotrechten Seite gegen die entsprechende des anderen Thorflügels. Die obere wagerechte Seite des Rechtecks wird nicht unterstützt. Wäre die Unterstützung der Thorflügel am Drempel nicht vorhanden, so würden die beiden geschlossenen Flügel aufeinander genau so wirken, wie die beiden Teile eines Dreigelenkbogens — die Drehaxen vertreten die Kämpfer, die lotrechte Berührungslinie vertritt das Scheitelgelenk; infolge der Drempelunterstützung ändert sich zwar die Wirkungsweise der Kräfte, aber eine gegenseitige Kraftübertragung durch die Thore findet dennoch statt.

Stemmthore bilden einen zweckmäfsigen Verschlufs; die Breite eines jeden Flügels ist nicht viel gröfser, als die halbe Öffnungsweite der Schleuse; die für die Abmessungen gewisser Thorteile mafsgebenden Biegungsmomente sind wesentlich kleiner, als sie sein würden, wenn man nur einen Thorflügel verwendete; die in den Flügeln auftretenden Axialkräfte gestatten eine gute Ausnutzung des Materials; die Thornischen, in welche sich die geöffneten Thore legen und deren Länge auf die Gesamtlänge des Bauwerks von Einflufs ist, brauchen ebenfalls nur eine Länge zu erhalten, welche wenig gröfser ist, als die halbe Öffnungsweite der Schleuse. Wegen dieser Vorzüge ist denn auch der allergröfste Teil der Schleusen mit Stemmthoren versehen. — Ein Nachteil ist es, dafs durch die Stemmthore grofse wagerechte Kräfte auf die Seitenmauern in Richtungen übertragen werden, welche mit der Längsaxe der Schleuse (also auch der Mauern) ziemlich grofse spitze Winkel einschliefsen. Unter Umständen mufs deshalb die nötige Stabilität durch Anordnung gröfserer Mauerkörper an den betreffenden Stellen erreicht werden.

Es ist durchaus nicht erforderlich, dafs die Axen der Thorflügel im Grundrifs gerade Linien seien, sie können gebrochene oder auch kontinuierlich gekrümmte Linien sein. Letztere Anordnung gewährt manche Vorteile für die Übertragung der Kräfte; solche Thorflügel nennt man gekrümmte Thorflügel (franz. *vantaux cintrés*, engl. *bent gates, curved gates*).

§ 3. Die einzelnen Teile der Stemmthore. Die beiden Hauptteile eines jeden Thorflügels sind:

A. Das Gerippe (franz. *la carcasse, l'ossature*, engl. *the framework, the skeleton*).
B. Die Bekleidung (franz. *le bordé, le bordage*, engl. *the skin*).

Unter Umständen ist das Gerippe auch zugleich Bekleidung; in der Regel aber wird das Gerippe für sich hergestellt und auf diesem die Bekleidung angebracht.

A. Das Gerippe.

Zu dem Gerippe gehören folgende Teile:

a. Die Wendesäule (franz. *le poteau tourillon*, engl. *the pivot post, the hinge post*); dieselbe enthält die lotrechte Axe, um welche der Thorflügel beim Öffnen und Schliefsen gedreht wird; sie stützt sich, wenn das Thor geschlossen ist, gegen die Seitenmauer der Schleuse.

b. Die Schlagsäule (franz. *le poteau busqué*, engl. *the mitre post*). Dieselbe ist, wie die Wendesäule lotrecht und legt sich bei geschlossenem Thor gegen die Schlagsäule des anderen Thores.

c. Der Untertramen (franz. *l'entretoise inférieure*, engl. *the bottom cross beam, the lowest cross-bar*) bildet die untere wagerechte Begrenzung des Thorflügels; er legt sich gegen den Drempelvorsprung.

d. **Der Obertramen** (franz. *l'entretoise supérieure*, engl. *the top cross beam*) bildet die obere wagerechte Begrenzung des Thorflügels; er trägt gewöhnlich einen Laufsteg.

Die vier vorstehend aufgeführten Teile sind bei jedem eisernen Thorflügel vorhanden. In den durch diese Teile gebildeten (fast stets) rechteckigen Rahmen werden nun weitere Konstruktionsteile eingefügt, welche den Wasserdruck von der Bekleidung aufnehmen und sicher in den Rahmen überführen sollen.

e. **Die Riegel** (franz. *les entretoises intermédiaires*, engl. *the cross beams, cross-pieces*), sind wagerechte Konstruktionsteile, welche zwischen die Wende- und Schlagsäule eingesetzt werden; sie nehmen den Wasserdruck von der Bekleidung bezw. auch von den zwischen die Riegel gestellten lotrechten Pfosten auf und führen ihn in Wende- und Schlagsäule. — Die Riegel erleiden eine zusammengesetzte Beanspruchung: auf Biegung und auf einfachen Druck. Wie bei den älteren Holzthoren setzt man vielfach auch hier die Riegel nach unten zu näher aneinander, als oben, entsprechend dem nach unten zunehmenden Wasserdrucke. Bei Verwendung von Holz war das gewissermafsen geboten; denn da bei der geringen Widerstandsfähigkeit des Baustoffes eine Vergröfserung des Querschnitts sehr bald die praktischen Grenzen erreichte, mufste man die Kräfte in viele kleine Einzelkräfte zerteilen und jede durch einen besonderen Riegel von angemessener Stärke übertragen. Die Gröfstmafse der Querschnitte waren gegeben und nun mufste man die Riegelabstände so bestimmen, dafs diese Querschnitte genügten, aber auch ausgenützt wurden; man mufste somit die Riegel unten näher setzen, als oben. Bei eisernen Riegeln fällt diese Rücksicht fort; man kann nahezu beliebig grofse Querschnitte konstruieren und dementsprechend sehr grofse Kräfte durch einen Konstruktionsteil übertragen: ja, die Berechnung gewinnt sogar an Klarheit und Bestimmtheit, wenn man weniger Teile anordnet. Da man also jeden Riegel für die auf ihn wirkenden Kräfte genügend stark herstellen kann, so kann man die Riegelabstände beliebig also auch, wenn es sich aus anderen Gründen empfiehlt, gleich weit wählen. Oft ist es aber zweckmäfsig, für alle Riegel den gleichen Querschnitt zu verwenden (z. B. bei Walzeisenriegeln dasselbe Kaliber); dann wird es sich auch hier empfehlen, die Riegelabstände nach unten hin zu verringern.

f. **Lotrechte Zwischenstücke** (franz. *poteaux montants*, engl. *verticals, vertical cross beams*) kommen in zwei verschiedenen Anordnungen vor. Wenn wagerechte Riegel (siehe unter e.) vorhanden sind, so bringt man diese lotrechten Zwischenstücke zwischen die wagerechten Riegel, um der Bekleidung eine bessere Unterstützung zu geben, die Riegel gegeneinander abzusteifen (gegen Ausknicken zu schützen) und bei Thoren mit beiderseitiger Bekleidung, um wasserdichte Abteilungen zu schaffen, welche nach Bedarf mit Wasserballast gefüllt werden können. Neuerdings aber läfst man die lotrechten Zwischenstücke vielfach vom obersten bis zum untersten Rahmen reichen, sodafs diese Zwischenstücke als Träger dazu dienen, die auf die Bekleidung wirkenden Wasserdrücke auf Ober- und Untertramen zu befördern. Die Konstruktionsteile sind dann gewisser-

mafsen lotrecht gestellte Riegel, zwischen welche wagerechte Stücke zur Versteifung und besseren Befestigung der Bekleidung eingeschaltet werden.

g. Die Schrägstäbe, Diagonalen (franz. *les écharpes*, engl. *the diagonal ties*) sollen eine Formänderung des geöffneten Thores verhüten. Das Thorflügelgerippe bildet ein Viereck, also ohne Schrägstäbe eine verschiebbare Figur. Das Einziehen einer vom oberen Ende der Wendesäule nach dem unteren Ende der Schlagsäule laufenden Diagonale macht die Figur kinematisch bestimmt. — Bei sehr hohen und schmalen Thoren würden diese Schrägstäbe eine sehr steile Lage erhalten; in solchen Fällen zerlegt man wohl die ganze Höhe in zwei (oder mehrere) rechteckige Felder, deren jedes mit einer oder zwei Diagonalen versehen wird. Wenn eine genügend starke Eisenbekleidung vorhanden ist, so verhindert diese die Formänderung und ersetzt die Schrägstäbe, sodafs dieselben alsdann fortgelassen werden können. Bei Anordnung beiderseitiger Bekleidung können die Schrägstäbe demnach ganz fortbleiben; wenn aber nur auf der Oberwasserseite Bekleidung ist und das Thor bedeutende Dicke hat, so bringt man zweckmäfsig auf der nicht bekleideten Seite Schrägstäbe an.

h. Die Schützen (franz. *les ventelles*, engl. *the sluices*) dienen zum Füllen bezw. Entleeren der Schleusenkammer und werden oftmals in den eisernen Thoren angeordnet; die Thore der Seeschleusen und Trockendocks erhalten vielfach keine Schützen.

i. Die Bewegungsteile:

α. Der Spurzapfen nebst Pfanne (franz. *la crapaudine*, engl. *the pivot*), am unteren Ende der Wendesäule.

β. Der Halszapfen nebst Halsband (franz. *le tourillon et collier*, engl. *the pivot and the coller*) am oberen Ende der Wendesäule. Spurzapfen nebst Pfanne und Halszapfen nebst Halsband sind stets vorhanden.

γ. Die Laufrollen (franz. *les roulettes*, engl. *the rollers*) werden bei grofsen Schleusenthoren besonders in England an oder nahe den unteren Enden der Schlagsäulen angebracht, um einen Teil des Gewichts der geöffneten Thore zu tragen; der andere Teil des Gewichts ruht auf dem Spurzapfen. Die Laufrollen laufen auf Rollenbahnen. Bei den Schleusenthoren für Binnenschiffahrt sind Laufrollen nicht üblich; auch bei den grofsen Seeschleusenthoren haben sie sich nicht bewährt, sodafs sie neuerdings auch in England fortgelassen werden.

B. Die Bekleidung.

Die Bekleidung ist entweder einseitig oder zweiseitig. Die einseitige Bekleidung liegt stets auf der Oberwasserseite. Bei den grofsen Schleusenthoren — insbesondere den Seeschleusenthoren — ist die Bekleidung neuerdings wohl ausschliefslich eine zweiseitige. Man erhält dann sogenannte Schwimmthore, deren Gewicht man unter Berücksichtigung des Auftriebes durch Anfüllen einzelner Abteilungen mit Ballast (am bequemsten mit Wasserballast) nach Belieben vergröfsern oder verringern kann. — Die Bekleidung wird meistens aus Eisenblech (Schweifseisen oder Flufseisen), bei kleinen Thoren aber auch aus Holzbohlen hergestellt.

Endlich bilden die Dichtungsleisten (franz. *la fourrure*, engl. *the furring pieces*) einen wichtigen Teil der Thorflügel. Die Flügel müssen an der Wendenische, am Drempel und an den Schlagsäulen dicht schliefsen. Dieser Schlufs wird meistens durch Holzleisten erzielt, doch hat man auch wohl an Orten, wo baldige Zerstörung des Holzes durch den Bohrwurm zu erwarten war, eiserne Dichtungsleisten angeordnet.

§ 4. Verschiedene Arten der Stemmthore. Nach der Grundrifsform der Flügel unterscheidet man ebene und gekrümmte Thorflügel.

Ebene Flügel. Zu diesen müfste man streng genommen nur diejenigen rechnen, deren Axe im Grundrifs eine Gerade ist; man bezeichnet aber auch diejenigen Thorflügel als ebene, bei denen die Grundrifsform ein Trapez bildet, deren Axe also eine gebrochene, auch wohl eine schwach gekrümmte Linie ist. Für die Thorflügel von mäfsigen Abmessungen, insbesondere für Flufs- und Kanalschleusen sind die ebenen Thore fast ausschliefslich üblich; sie bedingen einfache Arbeit und sind billig herzustellen. Aber auch bei sehr grofsen Seeschleusen kommen sie zur Verwendung. So sind die (rund) 17 m breiten, 10,6 m hohen eisernen Thore für die Schleuse der transatlantischen Dampfer in Havre als ebene Thore hergestellt.

Bei den gekrümmten Thorflügeln ist die Axe im Grundrifs eine krumme Linie; zweckmäfsig wählt man die Gleichgewichtskurve, welche der Belastung durch den Wasserdruck entspricht, als Axe. Es wird in § 10 nachgewiesen, dafs diese Kurve ein Kreis ist, demnach das Thor den Teil eines Kreiscylinders bildet. Bei geringen Abmessungen genügt eine einzige Blechwand zur Übertragung der Kräfte; dieselbe vertritt dann gleichzeitig das Gerippe und die Bekleidung. Wenn nun aber auch die Blechwand zur Aufnahme der ruhenden Wasserdruckkräfte ausreichen würde, so bedarf sie doch wegen der möglichen Stöfse von Schiffen und dergl., wegen der beim Aufdrehen und Schliefsen auftretenden Kräfte und mit Rücksicht auf unvorhergesehene Fälle kräftiger Aussteifungen.

Eine wesentliche Verbesserung haben neuerdings diese einwandigen, gekrümmten Thore dadurch erfahren, dafs man statt des ebenen Bleches das bekannte Wellblech verwendet hat, und zwar ist die Längsaxe des gewellten Bleches mit der Axe des Thorflügels im Grundrifs zusammengelegt. Der lotrechte Schnitt durch den Thorflügel zeigt demnach die Wellung.[6])

Nach der Zahl der Bekleidungen unterscheidet man:

Thorflügel mit einseitiger Bekleidung und
Thorflügel mit beiderseitiger Bekleidung.

Über die ersteren braucht nach den im vorigen Paragraphen gemachten Angaben hier nichts weiter gesagt zu werden. Die letzteren werden stets als sogenannte Schwimmthore, d. h. wasserdicht und derartig hergestellt, dafs ihr Eigengewicht ganz oder teilweise durch den Auftrieb aufgehoben wird. Man belastet diese Thore dann, dafs die gesamte Last des Flügels innerhalb gewisser enger Grenzen schwankt.

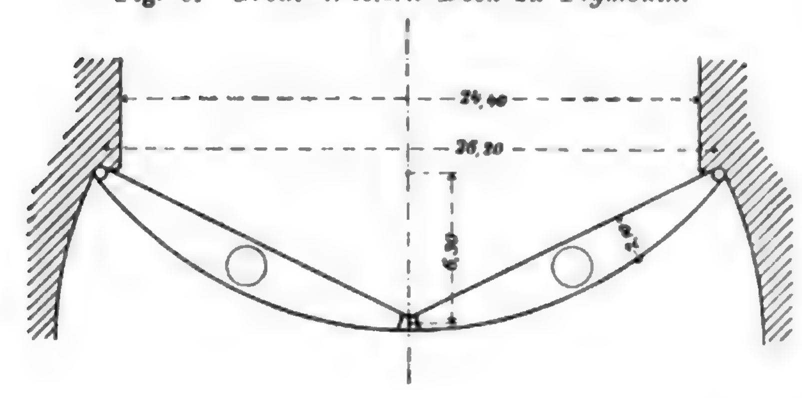
Bei den verschiedenen Wasserständen wird die Belastung des Spurzapfens durch den wechselnden Auftrieb wesentlich geändert; eine zu grofse Belastung des Zapfens ist nicht wünschenswert, eine zu grofse Verringerung der Last durch grofsen Auftrieb (bei hohen Wasserständen) soll ebenfalls vermieden werden wegen der Gefahr des Aushebens. Man belastet deshalb das Thor durch Ballast so, dafs der Spurzapfendruck bei niedrigstem Wasserstande einen gewissen Gröfstwert hat (10 bis 15 Tonnen), welcher bei

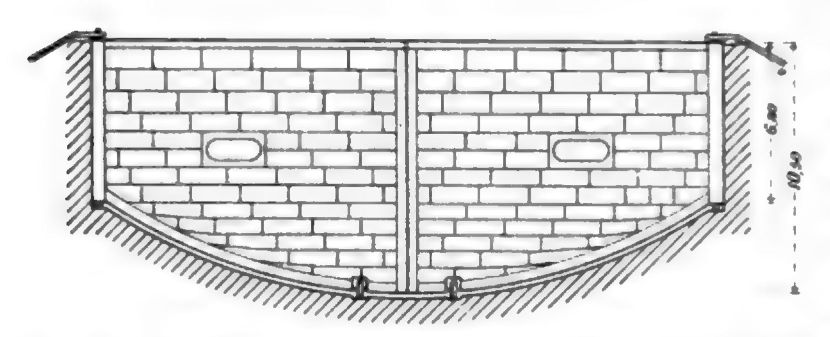
[6]) Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 387.

höheren Wasserständen durch den vergröfserten Auftrieb abnimmt. Damit aber die Belastung nicht zu klein werde, läfst man in der Bekleidung Öffnungen, durch welche von einem gewissen Wasserstande an Wasser in das Innere des Thores tritt, sodafs nunmehr der Auftrieb bei steigendem Wasser, abgesehen von dem geringen Auftriebe, welcher durch das Eintauchen der Eisenteile selbst hervorgerufen wird, nicht mehr wächst. Solche Thore mit gleichbleibendem Auftriebe haben den Nachteil, dafs in der Haut Öffnungen sind; doch scheint dieser Nachteil gering. In England vermeidet man neuerdings diese Thore und baut die grofsen Seeschleusenthore als solche mit wechselndem Auftriebe; dieselben werden aber mit Ballast genügend belastet, sodafs sie selbst bei höchstem Wasserstande nicht schwimmen; bei kleinem Wasserstande ist natürlich der Zapfendruck dieser Thore ziemlich grofs. — Man kann die zu grofse Gewichtsverminderung durch Auftrieb auch dadurch verhüten, dafs man den oberen Teil des Thores nur mit einer Wand konstruiert; in der Nähe des Wasserspiegels sind ja die Wasserdrücke gering und eine Wand nebst dahinter befindlichen Riegeln ausreichend.

Fig. 8. *Seeschleuse zu Geestemünde.*

Fig. 9. *Great Western Dock zu Plymouth.*





Die **Schwimmthore** können nun ebenfalls als **gekrümmte Thore** hergestellt werden. Wenn beide Seiten Kreiscylinderflächen sind (Fig. 8), so fällt die Axe des Thores mit der Gleichgewichtslinie zusammen. Diese Thore erfordern für die Beanspruchung in geschlossenem Zustande geringere Materialmenge, als die ebenen Thore. Trotz dieses Vorzuges sind diese Thore neuerdings meistens verlassen. Für die Thorbewegungen, das Aus- und Einhängen, etwaige Stöfse sind Verstärkungen anzubringen, sodafs hierdurch die Ersparnis teilweise verloren geht; besonders schwerwiegende Nachteile der gekrümmten Thorflügel sind aber: der schwierige Anschlufs an den runden Drempel und die grofse Tiefe der Thornischen, die das Mauerwerk gerade dort am meisten schwächen, wo Schächte und Spülkanäle liegen. Den Nachteil des runden Drempelanschlages hat man wohl dadurch vermieden, dafs man die innere Seite eben machte (Fig. 9), während die äufsere Thorseite nach einem Cylinder gekrümmt wurde.

Wegen der angegebenen Nachteile der gekrümmten Schwimmthore stellt man neuerdings die sehr grofsen Schwimmthore mit trapezförmigem Grundrifs her. Die innere Bekleidung ist eben, die äufsere Bekleidung überträgt den Wasserdruck auf Riegel, welche im Grundrifs trapezförmig gestaltet sind. Da die Riegel wie an der Schlag- und Wendesäule unterstützte Balken wirken, so entspricht den gröfseren Momenten der mittleren Strecke die gröfsere Balkenhöhe, woraus sich die Trapezform ergab (Fig. 10). Statt dessen kann man auch die Überführung aus der gröfseren Riegelhöhe in der Thormitte in die kleinere Höhe an den Anschlufsstellen bei der Schlag- und Wendesäule durch eine kontinuierlich verlaufende Kurve vornehmen (Fig. 11), durch welche sich die Grundrifsform des Thores bestimmt.

Fig. 10. *Kanal von Le Havre nach Tancarville.*

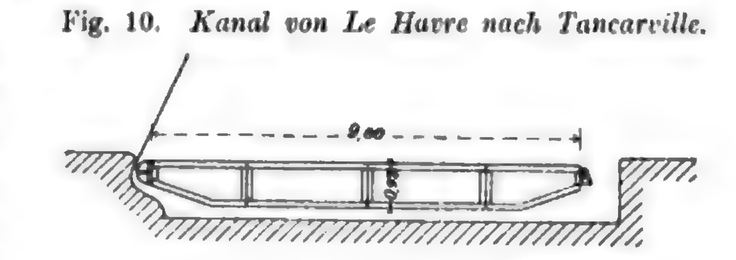
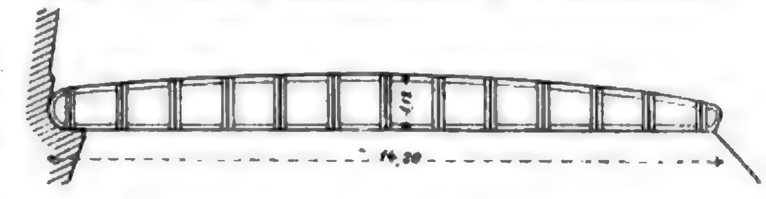


Fig. 11. *Zweite Hafeneinfahrt zu Wilhelmshaven.*



Ansicht der Thorflügel. Die Ansicht der Thorflügel weist fast stets ein Rechteck auf; Thore, deren Unterseite sich der Form des Schleusenbodens anschliefst (Fig. 9), kommen nur ausnahmsweise vor.

§ 5. Die auf die Stemmthore wirkenden belastenden Kräfte. Als belastende bezw. entlastende äufsere Kräfte der Stemmthore treten auf:

a. Der Wasserdruck,
b. der Auftrieb,
c. die Stöfse der Schiffe und der Wellen,
d. die Widerstände beim Auf- und Zudrehen der Thore,
e. das Eigengewicht der Thore.

Diese Kräfte rufen Gegenkräfte hervor, welche vom Mauerwerk auf die Thorflügel wirken und im folgenden Paragraphen (§ 6) besprochen werden sollen.

a. Der Wasserdruck ist stets senkrecht zur Begrenzungsfläche zwischen Thorflügel und Wasser gerichtet; solange das Thor also lotrechte Seitenflächen hat, ist derselbe wagerecht. Gegen ein Flächenelement in der Tiefe y unter dem Wasserspiegel, dessen Höhe $= dy$, dessen Abmessung senkrecht zur Bildfläche gleich der Längeneinheit ist, wirkt der wagerechte Druck $dW = \gamma \cdot y \cdot dy$. γ ist das Gewicht der Kubikeinheit Wasser.

Für Kanäle und Flüsse kann man setzen . . . $\gamma = 1000$ kg/cbm,
für Meerwasser . . . . $\gamma = 1026$ „

Auf die Tiefeneinheit entfällt in der Tiefe y unter dem Wasserspiegel ein Wasserdruck

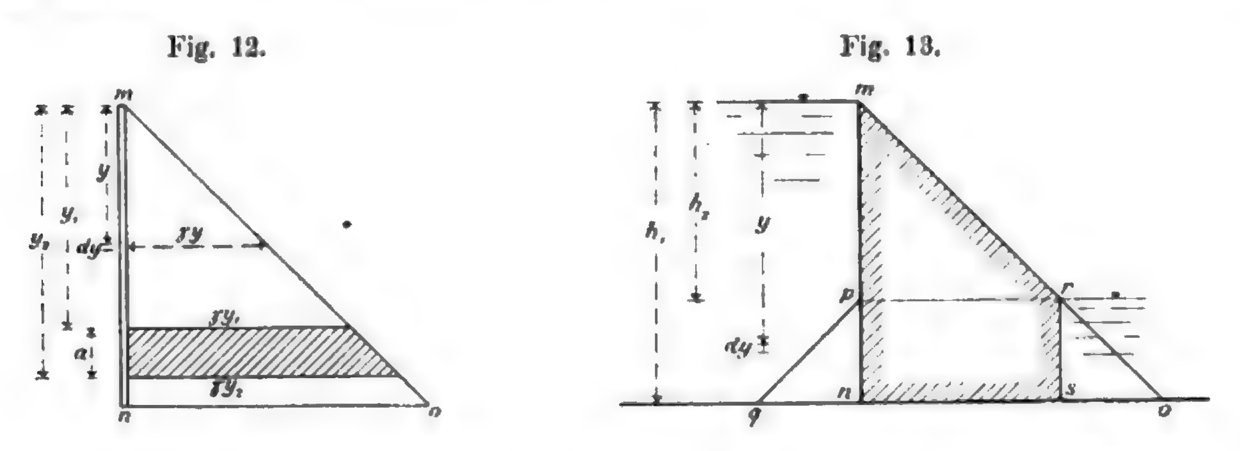
$$z = \frac{dW}{dy} = \gamma y \quad \text{. . . . . 1.}$$

Wird die Gröfse dieses Druckes in jeder Tiefe als wagerechte Ordinate aufgetragen und die Verbindungslinie der Endpunkte gezogen (Fig. 12), so erhält man die Gerade der Gleichung $z = \gamma y$. Für $\gamma = 1$ schliefst diese Gerade mit der Lotrechten einen Winkel von 45° ein. — Der Wasserdruck gegen ein Stück von der Höhe $a = y_2 - y_1$ ist:

$$W_{y_1}^{y_2} = \gamma \int_{y_1}^{y_2} y\,dy = \frac{\gamma}{2}\,[y_2^2 - y_1^2] = \frac{\gamma}{2}\,(y_2 - y_1)\,(y_2 + y_1) = \frac{\gamma\,a\,(y_2 + y_1)}{2} = F_{y_1}^{y_2}.$$

$F_{y_1}^{y_2}$ ist der Inhalt des schraffierten Trapezes, welches zu dem Stücke von der Höhe a gehört (Fig. 12). Es ergiebt sich leicht, dafs die Mittelkraft W durch den Schwerpunkt des Trapezes geht. Die ganze Figur $m\,n\,o$ nennt man die Druckfigur.

Trägt man statt γy überall nur y auf, so erhält man eine Figur, deren Gewicht gleich dem ausgeübten Wasserdruck ist. Es sollen weiterhin nur die Werte y aufgetragen werden.



Unterhalb des Unterwassers wirkt dem vom Oberwasser ausgeübten Drucke ein solcher vom Unterwasser entgegen. Derselbe ist ebenfalls durch ein rechtwinkliges Dreieck darstellbar, dessen beide Katheten je gleich der Tiefe vom Unterwasserspiegel bis zum tiefsten Thorpunkte sind, dessen Spitze in der Höhe des Unterwasserspiegels liegt. Man erhält so die in Fig. 13 dargestellten Druckfiguren. Dreieck $p\,n\,q$ stellt den Druck vom Unterwasser, Dreieck $m\,o\,n$ denjenigen vom Oberwasser aus dar. Es ist $\triangle\,p\,n\,q \cong \triangle\,r\,s\,o$, mithin wird der Druck gegen die Fläche $p\,n$ dargestellt durch das Rechteck $p\,r\,s\,n$. Es ergiebt sich das auch wie folgt:

Der Wasserdruck gegen ein unterhalb des Unterwassers gelegenes Flächenstück der Höhe $d\,y$ ist:

$$d\,W = \gamma\,y\,d\,y - \gamma\,(y - h_2)\,d\,y = \gamma\,.\,h_2\,d\,y;$$

$$\frac{d\,W}{d\,y} = z' = \gamma\,h_2\,.$$

Unterhalb des Unterwasserspiegels ist also der Wasserdruck auf die steigende Einheit konstant und zwar gleich γ mal Höhenunterschied von Ober- und Unterwasser. Die Druckfigur ist in Fig. 13 durch Randschraffur hervorgehoben.

Auch im Grundrifs wirkt der Wasserdruck senkrecht zu der gedrückten Fläche, also bei ebener Begrenzung des Thores senkrecht zu dieser; bei gekrümmten Thoren fällt er an jeder Stelle in die Richtung des Krümmungshalbmessers. Wenn der Bogen ein Kreisbogen ist, so schneiden sich alle Wasserdrücke im Mittelpunkte des Kreises; durch diesen Mittelpunkt geht dann auch die Mittelkraft.

b. Der Auftrieb ist nichts anderes, als der gegen die Unterseite des Thores ausgeübte lotrechte Wasserdruck. Da die Unterseite des Thores nach dem Oberwasser zu gelegen ist, so hat man als Auftrieb einzuführen (Fig. 14)

$$A = \gamma\,.\,h_1\,d\,.\,l,$$

in welcher Formel l die Länge, d die Breite des Thorflügels bedeutet. Wenn d nicht

konstant ist, so ist statt $l \cdot d$ die Grundfläche des Thores am Drempel einzuführen. Bezeichnet man dieselbe allgemein mit F, so ist

$$A = \gamma h_1 . F.$$

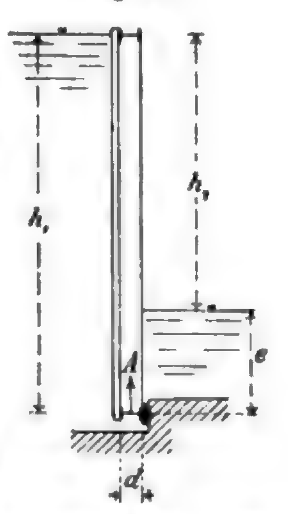


Fig. 14.

Wenn das Thor nur eine Bekleidung hat, so belastet das Wassergewicht vom Unterwasser aus die untersten Riegel und damit auch das Thor. Dann wirkt nach unten ein Wassergewicht: $G' = \gamma . e F$; alsdann hat der Auftrieb die Gröfse

$$A = \gamma F (h_1 - e) = \gamma F h_2.$$

Ähnlich ist es bei Schwimmthoren mit zwei Bekleidungen, in deren Inneres Wasser eingelassen wird; das Gewicht des eingetretenen Wassers ist von dem Werte $\gamma h_1 F$ abzuziehen.

Bei den eisernen Thoren mit einseitiger Bekleidung spielt während des Auf- und Zudrehens der Auftrieb keine bemerkenswerte Rolle, da die eingetauchten Raummengen verhältnismäfsig nicht grofs sind; anders bei den Schwimmthoren. Da ist er unter Umständen sehr bedeutend, darf aber keinesfalls das Thorgewicht erreichen, weil sonst Gefahr wäre, dafs der Thorflügel ausgehoben würde.

c. Stöfse durch Schiffe kommen zwar selten vor, können aber unter Umständen bedeutende Kräfte auf die Thorflügel übertragen, deren genaue Ermittelung sehr schwierig ist. Als ungefährer Anhalt kann die nachstehende Berechnung dienen:

Wenn zwei Massen M_1 und M_2 sich mit den Geschwindigkeiten V_1 und V_2 bewegen, so ist bei unelastischem Stofs die gemeinsame Geschwindigkeit beider Massen nach dem Stofse (vgl. Ritter, Techn. Mechanik):

$$V = \frac{M_1 V_1 + M_2 V_2}{M_1 + M_2},$$

der Verlust an lebendiger Kraft bei diesem Stofse ist

$$\mathfrak{V} = \frac{M_1 M_2}{(M_1 + M_2)} \frac{(V_1 - V_2)^2}{2}.$$

Hier ist die Geschwindigkeit der einen Masse, der Masse M_2 des Thores vor dem Stofse = Null, d. h. es ist $V_2 = 0$, also

$$\mathfrak{V} = \frac{M_1 M_2 V_1^2}{2 (M_1 + M_2)};$$

der Rest an lebendiger Kraft nach dem Stofse ist

$$\mathfrak{R} = \frac{M_1^2 V_1^2}{2 (M_1 + M_2)}.$$

Dieser Rest an lebendiger Kraft verwandelt sich in die mechanische Arbeit, welche durch den Stofsdruck D verrichtet wird, bis beide Teile M_1 und M_2 zur Ruhe kommen; D ist die Kraft, welche vom Schiffe — dessen Masse M_1, dessen Geschwindigkeit vor dem Stofse V_1 sei, auf das Thorpaar, bezw. das Thor ausgeübt wird. Nennt man den Weg, welchen das Schiff nach dem Zusammenstofs noch zurücklegt, s, beachtet, dafs D sich während der Stofsdauer von 0 bis D_{max} ändert und nimmt endlich an, dafs D nach linearem Gesetze zunehme, so ist die gesamte Arbeit von D: $\mathfrak{A} = \frac{D s}{2}$ und diese Arbeit gleich dem Reste $\mathfrak{R}$ der lebendigen Kraft. Es wird also sein: $\frac{D s}{2} = \frac{M_1^2 V_1^2}{2 (M_1 + M_2)}$

$$D = \frac{M_1 . V_1^2}{s} \left(\frac{M_1}{M_1 + M_2} \right) \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 2.$$

Sind Q_1 und Q_2 die Gewichte der Körper mit den Massen M_1 und M_2, so sind $Q_1 = M_1 g$, $Q_2 = M_2 g$, also $\frac{M_1}{M_1 + M_2} = \frac{Q_1}{Q_1 + Q_2}$, und

$$D = \frac{Q_1 V_1^2}{g s} \left(\frac{Q_1}{Q_1 + Q_2} \right) \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 2^a.$$

In den praktischen Fällen ist hier nahezu $\frac{Q_1}{Q_1 + Q_2} = 1$, d. h. annähernd:

$$D = \frac{Q_1 V_1^2}{g s} = \frac{Q_1 V_1^2}{9{,}81 \, . \, s} \quad \ldots \quad 3.$$

Da Q_1 und V_1 als bekannt angesehen werden können, so ist damit D in bestimmte Beziehung zu s gebracht. Der Weg s kann unter gewissen Annahmen als von V_1 abhängig ermittelt werden. Nimmt man an, dafs das Schiff die beiden Schlagsäulen der Thore in der Längenrichtung der Schleuse treffe und zwar an einem Riegelpaar, so erzeugt D in den beiden Riegeln je eine Kraft P, welche sich ergiebt zu $P = \frac{D}{2 \sin \alpha}$ (α ist der Winkel des Drempels mit der Normalen zur Schleusenaxe). Die Verkürzung des Riegels durch die Kraft P sei λ, seine Länge (gleich der Thorbreite) sei l, so ist, wenn F die Querschnittsfläche des Riegels, E seine Elasticitätsziffer ist: $\lambda = \frac{l \, . \, P}{E F} = \frac{l D}{2 E F \sin \alpha}$. Es mufs aber auch sein: $\lambda = s \, . \sin \alpha$, also: $s = \frac{\lambda}{\sin \alpha}$

$$s = \frac{D l}{2 E F \sin^2 \alpha} \quad \ldots \quad 4.$$

Die Einführung dieses Wertes für s in die Gleichung 3 für D, giebt $D = \frac{Q_1 V_1^2 \, 2 E F \sin^2 \alpha}{g \, . \, D l}$, woraus folgt:

$$D = V_1 \sin \alpha \sqrt{\frac{2 E F Q_1}{g l}} \quad \ldots \quad 5.$$

In einem bestimmten Falle kann man aus Gleichung 5 den Wert des gröfsten Stofsdruckes finden, wenn V_1, die Geschwindigkeit des Schiffes vor dem Stofs, bekannt ist.

Beispiel: Sei $Q_1 = 500$ Tonnen, $F = 100$ qcm, $E = 2000$ t/qcm, $l = 4$ m, $g = 9{,}81$ m, $\sin \alpha = \frac{1}{4}$, so wird:

$$D = \frac{V_1}{4} \sqrt{\frac{2 \, . \, 2000 \, . \, 100 \, . \, 500}{9{,}81 \, . \, 4}} = 564 \, V_1.$$

Wäre $V_1 = 0{,}2$ m, so würde $D = 112{,}8 \sim 113$ Tonnen.

Dabei ist angenommen, dafs die Kraft D nur auf ein Riegelpaar komme; findet der Stofs zwischen zwei Riegelpaaren statt, sodafs beide in Thätigkeit treten, so wird man für F die Summe beider Riegelquerschnitte, bezw. einen Teil dieser Summe einführen können.

Man kann nun die Geschwindigkeit V_1 ermitteln, welche ein Schiff höchstens haben darf, wenn nicht die Riegel überansprucht werden sollen. Nach obigem ist $P = \frac{D}{2 \sin \alpha}$ und mit dem Werte aus Gleichung 5:

$$P = V_1 \sqrt{\frac{E F Q_1}{2 g l}} \quad \ldots \quad 6.$$

Die Werte unter dem Wurzelzeichen sind sämtlich gegeben; man weifs auch, wie grofs P mit Rücksicht auf Zerknicken höchstens werden darf. Daraus ergiebt sich der gröfste zulässige Wert von V_1. — Man kann auch den nach der einfachen Druckbeanspruchung zulässigen Grenzwert von P dieser Berechnung zu Grunde legen. Die gröfste Druckbeanspruchung für die Querschnittseinheit des Riegels ist

$$N = \frac{P}{F} = V_1 \sqrt{\frac{E Q_1}{2 F g l}}$$

und wenn man die Bedingung stellt, dafs N höchstens die zulässige Spannung K erreichen darf, so folgt als Bedingung für V_1:

$$V_1 = K \sqrt{\frac{2 F g l}{E Q_1}} \quad \ldots \quad 7.$$

Mittels der Gleichungen 6 und 7 erhält man, je nachdem man den Grenzwert für Zerknicken oder die zulässige Druckinanspruchnahme zu Grunde legt, verschiedene Werte für V_1 als zulässige Grenzwerte. Mafsgebend ist natürlich der kleinere Wert.

Es empfiehlt sich K und E in Tonnen pro qcm, F in qcm, Q_1 in Tonnen, g und l in cm einzuführen.

Sei $K = 1$ t/qcm, $E = 2000$ t/qcm, $F = 100$ qcm, $Q = 500$ t, $l = 400$ cm, $g = 981$ cm, so darf höchstens sein:

$$V_1 = 1 \sqrt{\frac{2 \, . \, 100 \, . \, 981 \, . \, 400}{2000 \, . \, 500}} = 8{,}9 \text{ cm} \sim 9 \text{ cm}.$$

Stöfse durch Wellenschlag treten namentlich bei den sogenannten Flutthoren der Seeschleusen mitunter in nennenswerter Stärke auf; die Gröfse des hierdurch entstehenden Stofsdrucks wäre indessen nur auf Grund örtlicher Beobachtung des Wellenstofses zu ermitteln.

Besonders gefährlich sind die grofsen Kräfte D der Bekleidung, welche man deshalb vielfach wesentlich stärker ausführt, als die ohne Rücksicht auf Stöfse vorgenommene Berechnung verlangt. Man wird sich hierbei zweckmäfsig bis auf weiteres an die Ergebnisse halten, welche sich durch die Erfahrung bewährt haben.

d. **Die Widerstände beim Auf- und Zudrehen der Thore.** Wenn sich eine Scheibe in ruhendem, unbegrenztem Wasser mit der Geschwindigkeit v bewegt, so übt das Wasser gegen die Scheibe einen Druck aus, dessen Gröfse auf die Flächeneinheit man setzen kann:

$$p = \frac{\gamma \zeta}{2g} v^2.$$

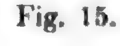
ζ ist ein Koefficient, der zu 1,1 angenommen werden kann; man erhält mit $g = 9{,}81$:

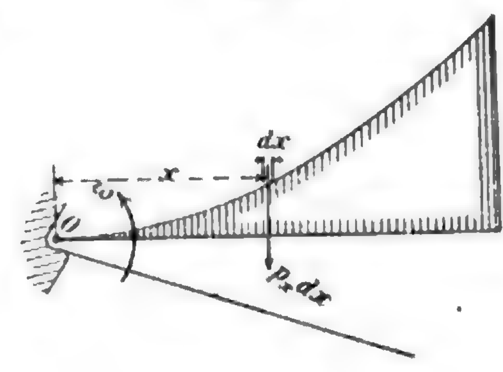
$$p = C.\gamma.v^2 = 0{,}056.\gamma.v^2.$$

Wenn das Thor mit der Winkelgeschwindigkeit ω gedreht wird, so wirkt gegen eine Fläche von der Breite dx, deren Höhe gleich der Längeneinheit ist, im Abstande x von der Drehaxe O ein Druck (Fig. 15)

$$p_x.dx = C.\gamma.(x\omega)^2.dx = C.\gamma.x^2.\omega^2 dx.$$

Die Voraussetzung, welche der Formel für p zu Grunde liegt, trifft hier nicht genau zu; dennoch dürfte sich die Anwendung derselben empfehlen, so lange keine besseren Formeln vorliegen, zumal es sich nur um überschlägliche Rechnung handelt. – Der Druck auf das Thor nimmt von dem Nullwerte bei O entsprechend den Ordinaten einer Parabel bis zur Schlagsäule zu (Fig. 15). Der gesamte Druck ist:


Fig. 15.



$$P_1 = \int_0^l p_x\, dx = C\gamma.\omega^2 \frac{l^3}{3};$$

das Moment aller Kräfte für die Drehaxe ist:

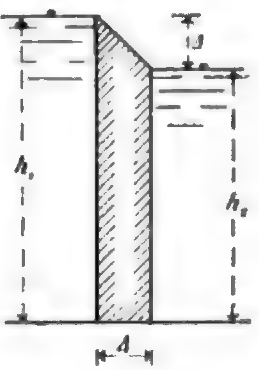
$$M_1 = \int_0^l C.\gamma.x^2\,\omega^2\, dx.x = C\gamma\,\omega^2 \frac{l^4}{4};$$

der Hebelarm der Kraft P_1 liegt demnach im Abstande x_0 von O und es ist:

$$x_0 = \frac{M_1}{P_1} = \frac{3}{4}\, l.$$

Aufser diesem Druck entsteht beim Aufdrehen noch ein hydrostatischer Druck auf die Thorflügel dadurch, dafs sich das Wasser auf der einen Seite etwas aufstaut, auf der anderen Seite etwas senkt. Sei die Differenz der Wasserspiegel Δ, so ist der gesamte Druck auf das Thor (Fig. 16)

Fig. 16.



$$P_2 = \gamma \frac{l}{2}\left[h_1^2 - h_2^2\right] = \gamma \frac{l}{2}(h_1 + h_2)(h_1 - h_2) = \gamma \frac{l}{2}(h_1 + h_2)\,\Delta.$$

Es soll die nicht ganz zutreffende, aber für die angenäherte Berechnung zulässige Annahme gemacht werden, dafs Δ auf die Flügelbreite die gleiche Gröfse habe; dann liegt der Angriffspunkt

der Kraft P_2 in der Mitte der Flügelbreite und das Moment derselben für die Drehaxe O ist:

$$M_2 = \gamma \frac{l^2}{4} \Delta (h_1 + h_2).$$

Die Höhe der Kraft P_2 ergiebt sich durch Ermittelung des Schwerpunktes der schraffierten Druckfigur.

Diese Ergebnisse werden benutzt bei der Berechnung der Bewegungsvorrichtungen.

Über die Kräfte, welche beim Zuschlagen der Thore in strömendem Wasser auf die Schleusenthore übertragen werden, hat Tolkmitt interessante Untersuchungen angestellt (Zeitschrift für Bauwesen 1888, S. 409/424), auf welche hier verwiesen werden möge. Man vergl. auch darüber Rupprecht. Zeitschrift für Bauwesen 1889, S. 577/580 und weiterhin Zeitschrift für Bauwesen 1890, S. 131/138).

e. Das Eigengewicht der Schleusenthore. Für die Berechnung und Konstruktion einzelner Teile der Thore ist die Kenntnis des Eigengewichts derselben notwendig; auch ist die Inanspruchnahme der Seitenmauern zeitweise von dem Thorgewicht abhängig. Die Thorgewichte sind naturgemäfs je nach dem gewählten Baustoff, der besonderen Konstruktion, der Höhe und Breite der Thorflügel sehr verschieden. Formeln für die Ermittelung des Eigengewichts sind unseres Wissens noch nicht aufgestellt. Für überschlägliche Gewichtsermittelung kann man die nachstehenden Angaben verwerten:

1. Gewicht der Bekleidung. Es kann angenommen werden:

a. Bei Binnenschiffahrtsschleusen mit einer Blechhaut das Gewicht der Bekleidung für das Quadratmeter zu $g' = 70-80$ kg.

b. Bei Binnenschiffahrtsschleusen mit Holzbekleidung das Gewicht der Bekleidung für das Quadratmeter zu $g' = 80-90$ kg.

c. Bei Seeschleusenthoren mit doppelter Bekleidung das Gewicht jeder Bekleidung für das Quadratmeter zu $g' = 120-130$ kg.

2. Gewicht des Gerippes. Die Berechnung der Gewichte einer Anzahl von Thoren ergab für das Quadratmeter des Gerippes sehr verschiedene Werte je nach der gewählten Riegelanordnung und dem Geschick der Konstrukteure. Sehr bemerkenswert aber war das Ergebnis, dafs Thore von verschiedener Höhe, jedoch gleicher Breite, die auch sonst gleichartig konstruiert waren (Ober- und Unterthore, Ebbe- und Flutthore derselben Schleuse), nahezu dasselbe Gerippegewicht für das Quadratmeter aufwiesen. Es scheint demnach, dass die Thorflügelgewichte für das Quadratmeter in erster Linie von der Breite der Thorflügel und viel weniger von der Thorhöhe abhängen.

Für Binnenschiffahrtsthore kann man bis auf weiteres annehmen:

Gewicht des Gerippes für das Quadratmeter Ansichtsfläche in kg . . . . $g'' = 25\,l$ bis $35\,l$,

für Seeschleusenthore (in kg pro qm) . . . . . . $g'' = 20\,l$ bis $30\,l$.

l ist die Breite des Thorflügels in Metern.

§ 6. Die Reaktionen des Mauerwerks.

a. Reaktionen bei geschlossenen Thoren. Die Belastung der Thore ruft Reaktionen der Seitenmauern und des Drempels hervor; die Kenntnis dieser Kräfte ist wichtig für die Berechnung des Mauerwerks, sowie der Thore. Im Grundrifs bilden die beiden

Thore eine Konstruktion, welche dem Sprengwerksträger mit drei Gelenken entspricht, freilich nur dann, wenn man die Anlehnung an den Drempel als nicht vorhanden ansieht. Stützten sich die Thore nur gegen das Mauerwerk der Wendenischen, so wäre die Ermittelung der von diesen geleisteten Gegendrücke eine statisch bestimmte Aufgabe. Bei dieser Annahme ergeben sich dieselben folgendermafsen:

Sei der Wasserdruck gegen ein Thor $= W$, der Drempelpfeil $= f$, der Drempelwinkel $= \alpha$, so mufs sein: $H = R = \frac{W l}{2 f}$.

Wenn die Unterkante des Thores um h_1 unter dem Oberwasser, um e unter dem Unterwasser liegt und $h_2 = h_1 - e$ der Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser ist, so findet statt (Fig. 17 und 13):

$$W = \gamma \cdot l \left[\frac{h_2^2}{2} + h_2 \cdot e\right] = \frac{\gamma l h_2}{2} [h_2 + 2 e]$$

$$W = \frac{\gamma l h_2}{2} [h_2 + e + e] = \frac{\gamma l}{2} (h_1 - e)(h_1 + e)$$

$$W = \frac{\gamma l}{2} [h_1^2 - e^2] \quad \ldots \ldots \quad 8.$$

und

$$H = R = \frac{\gamma l^2}{4 f} (h_1^2 - e^2) \quad \ldots \ldots \quad 9.$$

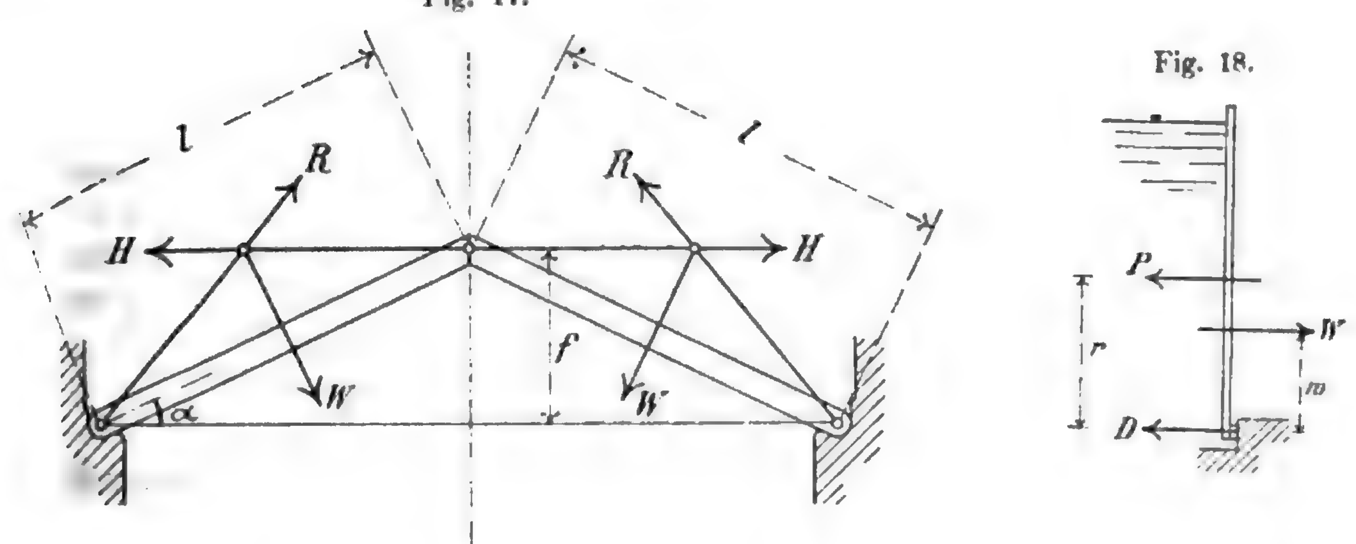


Fig. 17. Fig. 18.

Die Kräfte H und R sind die Mittelkräfte der einzelnen auf die Schlagsäule und Wendesäule übertragenen Kräfte und liegen in gleicher Höhe wie W, also in der Schwerpunktshöhe der Druckfigur; dieselbe ist leicht zu finden.

In Wirklichkeit wird aber nicht nur von den Wendenischen, sondern auch vom Drempel ein Gegendruck (D) auf das Thor ausgeübt; es wird also der Wasserdruck W (Fig. 18) durch die Mittelkraft der Kräfte D und P aufgehoben; P ist die Resultierende der beiden Kräfte H und R. Das ist nur möglich, wenn P oberhalb W liegt, etwa um r über der Kraft D. Bekannt sind dann W und w, unbekannt sind P, D und r. Für die Ermittelung dieser drei Unbekannten bietet die Statik starrer Körper nur zwei Gleichgewichtsbedingungen; die dritte, welche besagt, dafs die algebraische Summe der lotrechten Kräfte gleich Null sei, enthält die betreffenden Unbekannten nicht, ist also nicht verwertbar. Die beiden Gleichungen lauten:

$$W = P + D, \qquad W \cdot w = P r.$$

Je kleiner D wird, desto näher rückt P nach W; für D gleich Null fällt P in die gleiche Höhe, wie W. Die genauen Werte von D und P sind von den Formänderungen des Thores, also von der besonderen Konstruktion desselben abhängig; sie

sind bislang unseres Wissens nicht bestimmt. Gewöhnlich nimmt man an, dafs D vernachlässigt werden könne und P mit W in gleiche Höhe falle. Man erhält dann für H und R die oben (Gleichung 9) entwickelten Werte. Dieselben sind jedenfalls im ganzen gröfser, als die wirklichen, sodafs die Sicherheit der Thorflügel unter dieser Annahme nicht zu gering ist; auch ist diese Zugrundelegung des ungünstigsten Falles empfehlenswert, weil derselbe unter Umständen wohl eintreten kann, wenn infolge von Temperaturerhöhung eine Vergröfserung der Thorbreite eintritt und dann die Thore mit ihren Untertramen nicht mehr am Drempel anliegen.

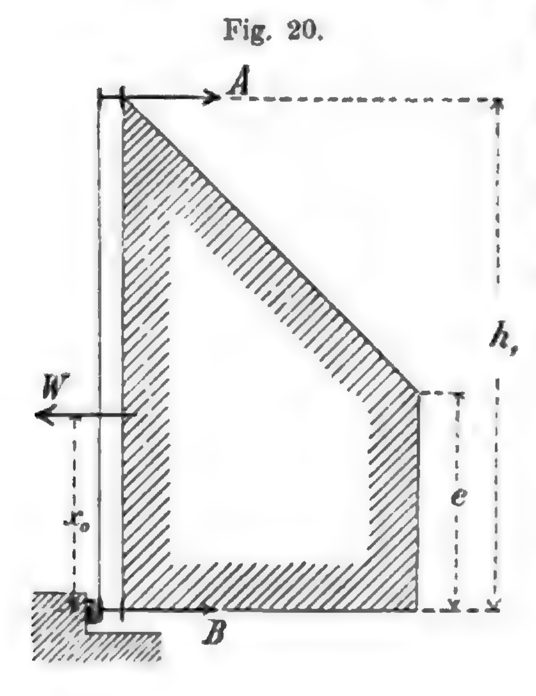
Man kann annehmen, dafs die Kräfte H und R sich auf die Länge der Wende- und Schlagsäule nach demselben Gesetze verteilen, nach welchem sich die äufsere Kraft W, der Wasserdruck, über die Thorhöhe verteilt (§ 5, a.). Die Frage dieser Verteilung kann übrigens durch die Konstruktion des Gerippes in bestimmterer Weise gelöst werden. Ordnet man wagerechte Riegel zwischen Wende- und Schlagsäule an, so kann man annehmen, dafs von dem Wasserdruck auf jeden Riegel ein Teil kommt, welcher dem Abstande der betreffenden Feldmitten entspricht (Fig. 19), dafs also auf Riegel I das Dreieck $a\,b\,c$, auf Riegel II das Trapez $b\,c\,e\,d$ u. s. w., auf den Drempelriegel das Rechteck $h\,i\,l\,k$ entfalle. Diese Auffassung ist nicht ganz richtig, aber für die meisten Fälle der Praxis ausreichend; wir werden unten eine andere Berechnungsart vorführen. Wenn aber, wie neuerdings mehrfach geschehen ist, lotrechte Pfosten zwischen oberstem und unterstem Riegel angeordnet werden, so kommt auf jeden derselben ein leicht (nach § 5, a.) bestimmbarer Teil des Wasserdruckes; bezeichnet man den Abstand der Pfosten von einander mit a, so kommt auf jeden derselben ein gesamter Wasserdruck

Fig. 19.

$$W = \frac{\gamma\, a}{2}\,(h_1^2 - e^2) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 10.$$

Die durch ein so konstruiertes Thor erzeugten Reaktionen können genau ermittelt werden; die Pfosten übertragen die Kräfte W nach dem Hebelgesetz auf den obersten und den untersten Riegel und durch diese Kräfte werden in der Höhe dieser Riegel Reaktionen R und H erzeugt, welche leicht genau berechnet werden können. Kann man sicher auf das Anliegen des untersten Riegels am Drempel rechnen, so gehen die auf diesen Riegel durch die Pfosten übertragenen Kräfte direkt in das Drempelmauerwerk.

Fig. 20.



Auf den obersten bezw. untersten Riegel überträgt jeder Pfosten eine Kraft (Fig. 20):

$$A = \frac{W \cdot x_0}{h_1} = \frac{\gamma\, a}{2\, h_1}\,(h_1^2 - e^2)\, x_0$$

$$B = \frac{W\,(h_1 - x_0)}{h_1} = \frac{\gamma\, a}{2}\,\frac{(h_1^2 - e^2)}{h_1}\,(h_1 - x_0)$$

Die Belastungen der beiden Riegel für die Längeneinheit sind also genau genug:

$$p_A = \frac{\gamma}{2\, h_1}\,(h_1^2 - e^2)\, x_0\,,$$

$$p_B = \frac{\gamma}{2\, h_1}\,(h_1^2 - e^2)\,(h_1 - x_0)$$

und die betreffenden Gegendrücke an der Wendenische bezw. Schlagsäule:

$$H_A = R_A = \frac{p_A l^2}{2f}, \quad H_B = R_B = \frac{p_B l^2}{2f}.$$

Wenn der Gegendruck des Unterwassers vernachlässigt werden kann, d. h. $e = 0$ ist, so wird $x_0 = \frac{h_1}{3}$, also

$$A = \frac{\gamma a h_1^2}{6}, \quad B = \frac{\gamma a h_1^2}{3}, \quad p_A = \frac{\gamma h_1^2}{6}, \quad p_B = \frac{\gamma h_1^2}{3},$$

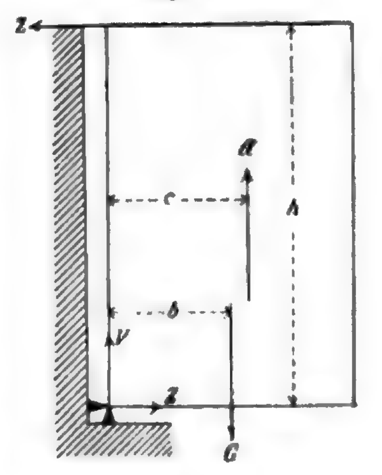
$$H_A = R_A = \frac{\gamma h_1^2 l^2}{12 f}, \quad H_B = R_B = \frac{\gamma h_1^2 l^2}{6 f}.$$

$H_B = R_B$ ist gleich Null, wenn der Drempelriegel am Drempel anliegt.

b. Reaktionen bei geöffneten Thoren.

Reaktionen des Zapfens und des Halsbandes. Wenn die Thore geschlossen sind, hat jeder Zapfen das Gewicht eines Thorflügels zu tragen; denn nur durch den Zapfen wird eine lotrechte Reaktion auf den Thorflügel übertragen.

Fig. 21.



Bei geöffnetem Thore hat der Zapfendruck eine lotrechte Seitenkraft (Fig. 21)

$$V = G - \mathfrak{A}, \quad \ldots\ldots\ldots \quad 11.$$

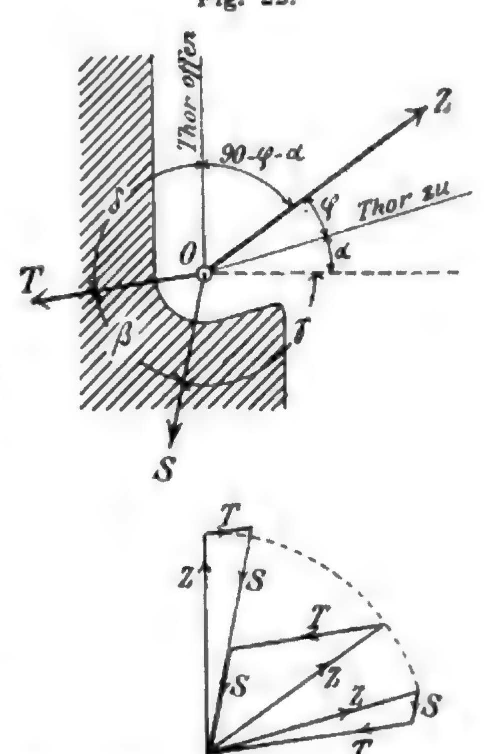
in welcher Gleichung G das Thorgewicht, $\mathfrak{A}$ den Auftrieb bedeutet.

Der in der Thorebene wirkende, auf das Halsband ausgeübte Zug Z ist nach Fig. 21:

$$Z = \frac{G b - \mathfrak{A} c}{h} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 12.$$

Diese Kraft zerlegt sich im Grundrifs nach den Richtungen der Anker, welche das Halsband sichern. Wenn mehr als zwei Anker angeordnet werden, so ist die Aufgabe der Zerlegung der Kraft Z eine unbestimmte; bei Verwendung zweier Anker kann man für jede Thorstellung die Ankerkräfte genau ermitteln; jeder Thorstellung entsprechen andere Ankerspannungen.

Fig. 22.



Die Ankerspannungen seien mit S und T bezeichnet; der veränderliche Winkel der Thoraxe mit der Stellung des geschlossenen Thores sei bei irgend einer Mittelstellung φ, der Winkel beider Anker sei β, derjenige des einen Ankers gegen die Normale zur Schleusenaxe sei γ, der Winkel des anderen Ankers mit der Lage, welche dem ganz geöffneten Thore entspricht, sei δ, so sind β, γ, δ, α konstant und es ist (Fig. 22):

$$S = Z \frac{\sin[90 - (\varphi + \alpha) + \delta]}{\sin \beta}, \quad T = Z \frac{\sin(\gamma + \varphi + \alpha)}{\sin \beta} \ldots 13.$$

$\sin \beta$ ist der Natur der Sache nach stets positiv, es werden demnach S bezw. T Zugspannungen bedeuten, wenn die Zähler der Ausdrücke positiv, Druckspannungen dagegen, wenn die Zähler negativ sind. S wird negativ, wenn $90 - (\varphi + \alpha) + \delta > 180°$ ist; das ist nur möglich, wenn T innerhalb des spitzen Winkels liegt, welcher durch die beiden über die Axe O hinaus verlängerten äufsersten Thorstellungen gebildet wird. T wird

negativ, wenn $\gamma + \alpha + \varphi > 180°$ ist; das ist ebenfalls nur möglich, wenn S innerhalb des angegebenen Winkels liegt. Sollen also in den Ankern nur Zugspannungen auftreten, so müssen die Richtungen der Anker wenigstens in die äufsersten Grenzstellungen des Thorflügels gelegt werden. Da diese Konstruktionsteile hauptsächlich für Zug-Inanspruchnahmen konstruiert werden, so soll man, wenn möglich, die Anordnung so treffen, wie eben angegeben. Fällt die Thoraxe in die Richtung von S, so ist T gleich Null und die Spannung $S = Z$, fällt die Thoraxe in die Richtung von T, so ist S gleich Null und $T = Z$.

Fig. 23.

In Fig. 22 sind für beide Grenzstellungen und eine Mittelstellung des Thores die Spannungen von S und T graphisch ermittelt.

Es darf nicht aufser Acht gelassen werden, dafs auch der Zapfen einen wagerechten Gegendruck bieten mufs, welcher gleich Z ist; denn das Gleichgewicht des Thores verlangt, dafs die algebraische Summe aller wagerechten in der Thorflügelebene wirkenden Kräfte gleich Null sei. — Graphisch erhält man Z leicht nach Fig. 23. Sei Q die Mittelkraft von G und $\mathfrak{A}$, so mufs die Mittelkraft P von Z und Q durch die Reaktion des Zapfens aufgehoben werden, die letztere mufs aber gleich ersterer sein, mit ihr zusammenfallen und entgegengesetzten Sinn haben.

Die Bekleidung.

§ 7. Berechnung der Bekleidung aus Bohlen und Wellblech. Die Bekleidung (franz. *le bordé, bordage*, engl. *the skin, the cleading, the covering*) soll den vom Wasser ausgeübten Druck aufnehmen und auf die Teile des Thorgerippes übertragen, vor allem aber eine dichte Wand bilden.

a. Berechnung der Holzbekleidung.

Die Holzbekleidung besteht bei den eisernen Thoren aus lotrecht gestellten Bohlen, welche auf den wagerechten Riegeln befestigt werden; es ist aber keineswegs unzulässig, wagerechte Bohlen anzuordnen und auf lotrechten Pfosten zu befestigen; beide Konstruktionen sollen behandelt werden.

Die Berechnung der lotrechten Holzbohlen geschieht unter der Annahme, dafs die Bohlen als (kontinuierliche) durchgehende Träger betrachtet werden können, deren sämtliche Stützen sich in einer normal zur Lastrichtung liegenden Ebene befinden. Die Lasten, die Wasserdrücke, sind wagerecht, die Stützenebene wird als lotrecht angenommen. Diese Annahme ist nicht ganz richtig, weil einzelne der Riegel, welche die Stützpunkte bieten, sich ein wenig durchbiegen können; doch ist sie für die praktischen Bedürfnisse ausreichend.

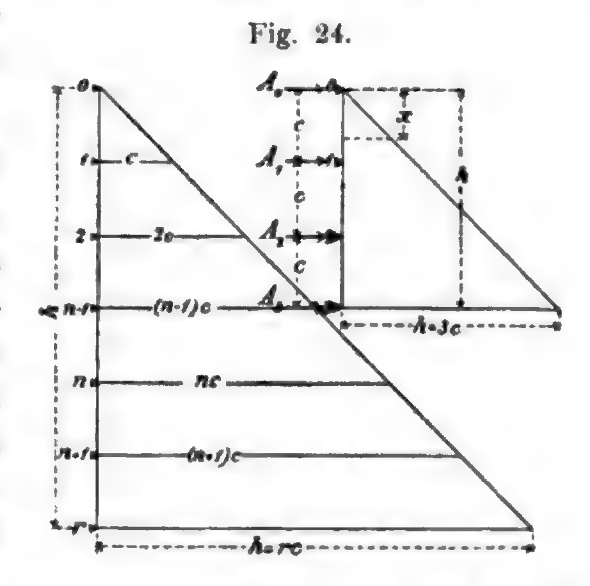
Der Berechnung soll weiter der ungünstigste Fall zu Grunde gelegt werden, dafs kein Gegendruck vom Unterwasser vorhanden sei und dafs der oberste Riegel in gleicher Höhe mit dem Oberwasserspiegel liege. Die ganze Höhe des Thores, nach der Annahme also auch der ganze Höhenunterschied der Wasserspiegel sei $= h$, die Druckfigur ist nach § 5 ein Dreieck.

α. **Alle Riegel haben gleichen Abstand c voneinander** (Fig. 24). Die Riegel, welche die Stützpunkte der Bohlen, also der durchgehenden Träger bilden, erhalten die Zeiger (Indices) 0, 1, 2, $n-1$, n, $n+1$, r. Die Anwendung der für die durchgehenden Träger geltenden Gesetze führt zu der allgemeinen Gleichung[7]):

$$M_n + 4\,M_{n+1} + M_{n+2} = \frac{\gamma\,c^3}{2}\,(n+1)\;.\;.\;14.$$

M_n ist das im Träger (hier in der Bohle) an der Stütze (hier Riegel) n auftretende Moment. Da die Momente an den Endstützen (oberstem und unterstem Riegel) gleich Null sind, so ergiebt sich durch allmähliche Anwendung dieser Gleichung für $n = 0$, 1, 2 ... eine genügende Anzahl von Gleichungen, um die unbekannten Stützenmomente (deren Zahl $r-1$ ist) zu berechnen. Es soll das an einem Beispiel gezeigt werden.

Fig. 24.



Beispiel. Die Anzahl der Riegel sei 4, d. h. $r = 3$, $h = 3c$. Es ist $M_0 = M_3 = 0$, und die Anwendung der allgemeinen Gleichung 14 giebt für:

$$n = 0 \qquad 4\,M_1 + M_2 = \frac{\gamma\,c^3}{2}$$

$$n = 1 \qquad M_1 + 4\,M_2 = \gamma\,c^3.$$

Man erhält:

$$M_1 = \frac{\gamma\,c^3}{15}, \qquad M_2 = \frac{7}{30}\,\gamma\,c^3.$$

Die Riegeldrücke (Stützendrücke) ergeben sich nun folgendermaßen:

Es ist:

$$\frac{\gamma\,c^2}{2}\cdot\frac{c}{3} - A_0\,c = M_1 = \frac{\gamma\,c^3}{15}, \qquad \text{demnach } A_0 = \frac{\gamma\,c^2}{10}$$

$$\frac{\gamma\,4\,c^2}{2}\cdot\frac{2\,c}{3} - A_0\,2\,c - A_1\,c = M_2 = \frac{7}{30}\,\gamma\,c^3 \qquad A_1 = \frac{9}{10}\,\gamma\,c^2,$$

$$\frac{\gamma\,9\,c^2}{2}\,c - A_0\,3\,c - A_1\,2\,c - A_2\,c = M_3 = 0 \qquad A_2 = \frac{24}{10}\,\gamma\,c^2,$$

$$A_3 + A_2 + A_1 + A_0 = \frac{\gamma\,9\,c^2}{2} \qquad A_3 = \frac{11}{10}\,\gamma\,c^2.$$

Größtmomente in den einzelnen Feldern:

Im Felde 0 1 ist das Moment für einen um x unter 0 liegenden Punkt:

$$M'_x = A_0\,x - \frac{\gamma\,x^3}{6}.$$

M'_{max} findet statt für $0 = A_0 - \frac{\gamma\,x^2}{2}$, $\qquad x_{max} = \sqrt{\frac{2\,A_0}{\gamma}} = \frac{c}{\sqrt{5}} = 0{,}417\,c.$

Es ist $M'_{max} = 0{,}0298\,\gamma\,c^3$.

M'_x wird Null für $x_0 = c\,\sqrt{0{,}6} = 0{,}77\,c$.

Im Felde 1 2 ist das Moment für einen um x unter 1 liegenden Punkt:

$$M''_x = A_0\,(c + x) + A_1\,x - \frac{\gamma\,(c+x)^3}{6}.$$

Größtwert findet statt für $(x_{max} + c) = \sqrt{\frac{2\,(A_0 + A_1)}{\gamma}} = c\,\sqrt{2}$.

$$x_{max} = c\,(\sqrt{2} - 1) = 0{,}414\,c.$$

$$M''_{max} = A_0\,c + (A_0 + A_1)\,0{,}414\,c - \frac{\gamma\,c^3}{3}\,\sqrt{2} = 0{,}043\,\gamma\,c^3.$$

M''_x wird Null für $x_0 = 0{,}16\,c$ und $x_0 = 0{,}65\,c$.

---

[7]) Betreffs der Ableitung dieser Gleichung, sowie der sonstigen auf durchgehende Träger sich beziehenden Ausdrücke wird auf den Anhang verwiesen.

Im Felde 2 3 ist das Moment für einen um x unter 2 gelegenen Punkt:

$$M_x''' = A_0 (2c + x) + A_1 (c + x) + A_2 x - \frac{\gamma (2c + x)^3}{6}.$$

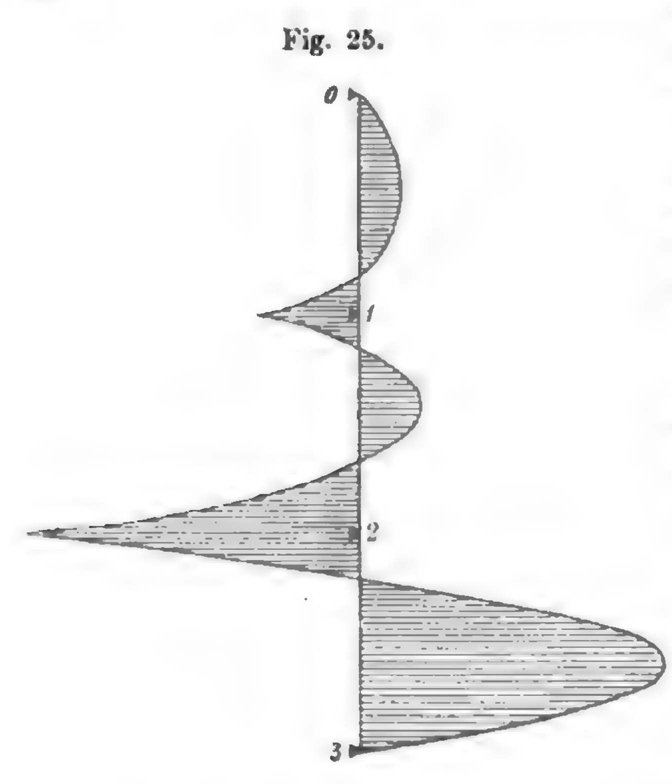
Es wird $x_{max} = 0{,}61\, c \qquad (2c + x_{max}) = c \sqrt{6{,}8}$.

$M_{max}''' = 0{,}21\, \gamma\, c^3$.

M_x''' wird Null für $x_0 = 0{,}19\, c$ und $x_0 = c$.

Wählt man die Vorzeichen der Momente, wie bei den durchgehenden Balken üblich, so sind M_1 und M_2 negativ, M_{max}', M_{max}'', M_{max}''' positiv. Der Verlauf der Momentenkurve ist in Fig. 25 gezeichnet. Absolut größtes Moment findet am Riegel 2 statt; dasselbe ist $M_2 = \frac{7}{30} \gamma\, c^3 = 0{,}233\, \gamma\, c^3$ (ohne Rücksicht auf das Vorzeichen).

Fig. 25.



Dieses Moment bezieht sich, wie alle anderen, auf eine Tiefe von einem Meter, senkrecht zur Bildfläche der Fig. 24, d. h. auf ein Meter Thorflügelbreite. Für ein Centimeter dieser Breite ist, wieder absolut genommen:

$$M_2{}^1 = 0{,}00233\, \gamma\, c^3 = 2{,}33\, c^3.$$

In diesen Ausdruck ist c in Metern einzusetzen; das Moment wird in Kilogramm-Metern erhalten. Will man dasselbe in Kilogramm-Centimetern erhalten, was stets zweckmäfsig ist, so mufs man noch mit 100 multiplizieren. Es ist also:

$$M_2{}^1 = (233\, c_m{}^3)\ \textbf{kgcm}.$$

Um das Moment, welches auf die Breite einer Bohle ($= b$ **cm**) entfällt, zu ermitteln, multipliziere man noch mit b; wird die zulässige gröfste Inanspruchnahme des Holzes zu K **kg/qcm** gesetzt, so heifst die Bedingungsgleichung für die Bohlenstärke d_{cm}:

$$\frac{b\, d^2}{6} = \frac{b\, 233\,.\, c_m{}^3}{K}.$$

Man sieht, die Bohlenbreite ist (theoretisch) ohne Einflufs auf die zu wählende Bohlenstärke. Mit $K = 80$ **kg/qcm** erhält man

$$d^2 = 17{,}5\, c_m{}^3, \qquad d_{cm} = 4{,}2\, c \sqrt{c},$$

(c ist in Metern einzusetzen, d wird in cm erhalten).

Für $c = 1$ m ist $d = 4{,}2$ cm, dafür abgerundet: $d = 5$ cm,
„ $c = 1{,}5$ „ „ $d = 7{,}68$ „ „ „ $d = 8$ „
„ $c = 2{,}0$ „ „ $d = 11{,}88$ „ „ „ $d = 12$ „

In nachstehender Tabelle sind für verschiedene Felderzahlen die in den Bohlen auftretenden Momente und Riegeldrücke (Auflagerdrücke) zusammengestellt.

Feldzahl.	Momente an den Riegeln und zwar an Riegel						Gröfstmoment im Felde					Riegeldruck bei Riegel					
	0	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	0	1	2	3	4	5
2	0	0,125	0				0,008	0,134				0,042	1,25	0,708			
3	0	0,067	0,233	0			0,03	0,043	0,21			0,10	0,9	2,4	1,1		
4	0	0,09	0,143	0,34	0		0,02	0,07	0,078	0,283		0,077	1,036	1,86	3,521	1,51	
5	0	0,081	0,175	0,208	0,445	0	0,024	0,056	0,113	0,104	0,39	0,086	0,986	2,062	2,796	4,681	1,89
	$\gamma\, c^3$						$\gamma\, c^3$					$\gamma\, c^2$					

β. Die Riegelabstände sind ungleich. Die Riegelabstände werden (nach Fig. 26) mit c_0, c_1, c_2, c_{n-1}, c_n bezeichnet, y_n bedeute den Abstand des mit dem Zeiger (Index) n bezeichneten Riegels vom Oberwasserspiegel. Dann erhält man, unter den

gleichen Annahmen wie oben, für die an drei aufeinanderfolgenden Riegeln n, $n+1$, $n+2$ stattfindenden Momente M_n, M_{n+1}, M_{n+2} die Grundgleichung*):

$$M_n c_n + 2 M_{n+1} (c_n + c_{n+1}) + M_{n+2} c_{n+1} = \frac{\gamma}{60} [c_n^2 (15 y_n + 8 c_n) + c_{n+1}^2 (15 y_{n+1} + 7 c_{n+1})].$$

Die Herleitung dieser Gleichung ist auf Grund der für die durchgehenden Träger giltigen Gesetze erfolgt. Man setze der Reihe nach $n = 0, 1, 2, 3 \ldots r-2$ ein und beachte, dafs $M_0 = 0$ und $M_r = 0$ ist. Die Zahl der Gleichungen stimmt mit derjenigen der unbekannten Stützenmomente überein. Aus den Stützenmomenten können dann auch die Riegeldrücke und die Gröfstmomente in den Feldern ermittelt werden.

Fig. 26.

Die Aufgabe der Ermittelung der Momente und Riegeldrücke kann auch graphisch nach dem Mohr'schen Verfahren gelöst werden.

γ. Wagerechte Bohlenbekleidung. Bislang war angenommen, dafs die Bekleidungsbohlen lotrecht angeordnet seien, wie das wegen der wagerechten Riegel meist üblich ist. Es ist aber durchaus nicht ausgeschlossen, dafs man wagerechte Bohlen verwendet, wenn nämlich statt der wagerechten Riegel, wie neuerdings mehrfach geschehen, lotrechte Pfosten als Zwischenkonstruktion gewählt werden. Man erreicht bei dieser Anordnung auch praktische Vorteile. Da die Bohlen in einer gewissen Zone am raschesten abgängig werden, so werden die sämtlichen Teile der in gleicher Höhe liegenden Bohle nahezu gleichzeitig schlecht, sodafs man nicht aufser dem schlechten auch gesundes Holz zu beseitigen braucht; bei den lotrechten Bohlen ist das vielfach nicht zu vermeiden. Auch ist eine Reparatur der Bekleidung infolge von Stöfsen u. dergl. viel leichter möglich bei wagerechten, als bei lotrechten Bohlen, weil die beschädigten Bohlen in ganzer Länge hoch liegen und keine Teile derselben tief hinabreichen. Die Berechnung dieser Bohlen ist sehr einfach; jede Bohle ist ein durchgehender (kontinuierlicher) Balken auf r Stützen, welche Stützen — die Pfosten — wohl stets gleich weit voneinander abstehen. Die Belastung des Balkens ist auf seine ganze Länge gleich grofs; sei dieselbe für die Längeneinheit gleich p, so ist, wenn die Axe der Bohle um y unter dem Wasserspiegel liegt und ihre Breite b ist: $p = \gamma \cdot y \cdot b$.

Die Bedingungsgleichung für die Momente ist hier (vergl. Anhang):

$$M_n c_n + 2 M_{n+1} (c_n + c_{n+1}) + M_{n+2} c_{n+1} = \frac{p}{4} (c_n^2 + c_{n+1}^2) \quad \ldots \quad 15.$$

Setzt man den Pfostenabstand $c_0 = c_1 = c_2 = \ldots c_n = c_{n+1} = c$, so wird:

$$M_n + 4 M_{n+1} + M_{n+2} = \frac{p c^2}{2} \quad \ldots \quad 16.$$

Nach dieser einfachen, bekannten Gleichung kann man bequem rechnen. Die diesem Falle entsprechenden Momente und Stützen- (hier Pfosten-) Drücke sind in der „Hütte" und den Werken über Statik angegeben.

b. Berechnung der Bekleidung aus Wellblech bezw. Trägerwellblech.

Die Berechnung der Momente und Riegeldrücke, welche für lotrecht gestellte Bohlen unter a., α. und β. gezeigt ist, kann ohne weiteres verwendet werden, falls die Bekleidung

*) Vergleiche den Anhang.

aus lotrecht gestelltem Wellblech oder Trägerwellblech besteht. Bislang ist diese Konstruktion noch nicht üblich, sie dürfte sich aber wohl einbürgern.

Beispiel. In dem Beispiel auf Seite 21 war das Gröfstmoment für die Bekleidung auf 1 cm Thorflügelbreite $M_2{}^1 = (2{,}33\,c_m{}^3)$ **kgm** $= (233\,c_m{}^3)$ **kgcm**.

Sei der Riegelabstand $c = 1{,}5$ **m**, so ist $M_2{}^1 = 786{,}375$ **kgcm** und auf eine Thorflügelbreite von b Centimetern: $m = 786{,}375\,b$ **kgcm**.

Die Wellenbreite des gewählten Wellblechs sei $b = 10$ **cm**, so ist abgerundet $m = 7864$ **kgcm**, und es mufs stattfinden $\frac{J}{a} = \frac{m}{K}$.

Es wird $K = 500$ **kg/qcm** gewählt, dann mufs das Wellblech auf eine Wellbreite haben

$$\frac{J}{a} = \frac{7864}{500} = 15{,}73 \text{ cm}^3.$$

Kaliber No. 8, Trägerwellblech von Hein, Lehmann & Co.[9]) hat auf eine Wellenbreite von 10 **cm** und bei 1 **mm** Stärke ein Widerstandsmoment $= 4{,}05$ **cm**^{3}, bei 4 **mm** Stärke also ein

$$\frac{J}{a} = 4\,.\,4{,}05 = 16{,}2 \text{ cm}^3,$$

genügt also. Das Gewicht für das Quadratmeter beträgt $4\,.\,17 = 68$ **kg**.

§ 8. Allgemeines zu der Berechnung der Bekleidung aus ebenem Eisenblech. Die genaue Berechnung der ebenen Blechbekleidung eiserner Schleusenthore ist überaus schwierig und bislang noch nicht gelungen. Es handelt sich um die Ermittelung der Reaktionen, welche von einem Netz sich kreuzender Träger bei gegebener Belastung auf die Blechhaut ausgeübt werden. Um zu praktisch brauchbaren Ergebnissen zu kommen, macht man vereinfachende Annahmen. — Bei den folgenden Untersuchungen soll jede Blechtafel für sich betrachtet und der Gleichgewichtszustand, sowie die Inanspruchnahme derselben untersucht werden. Die Berechnung wird demnach wesentlich beeinflufst durch die Lage der Stöfse in der Bekleidung. Man unterscheide: Hauptstöfse, d. h. solche Stöfse, welche auf die ganze Breite oder Höhe des Thorflügels durchlaufen und unter Umständen von durchlaufenden Laschen gedeckt werden und Nebenstöfse, d. h. nicht durchlaufende Stöfse. Die Hauptstöfse sind entweder wagerecht oder lotrecht.

1. Wagerechte Hauptstöfse. Entweder nimmt jeder Riegel einen Stofs auf, oder ein Stofs entfällt nur auf den zweiten, dritten u. s. w. Riegel.

a. Wenn auf jeden Riegel ein Blechwandstofs kommt, so fällt die Walzrichtung des Bleches, die Blechlänge wohl stets in die wagerechte, die Blechbreite in die lotrechte Richtung. Sind keine lotrechten Aussteifungen zwischen den Riegeln vorhanden, so kann man das Blech wie einen an den Riegeln eingespannten Balken berechnen; dabei kann der Einspannungswinkel als unveränderlich und zwar gleich Null angenommen werden.

Sind dagegen zur Erzielung gröfserer Sicherheit zwischen den Riegeln lotrechte Aussteifungen angeordnet, so wird die Berechnung wesentlich schwieriger. Man kann alsdann so rechnen, als wenn die Aussteifungen gar nicht vorhanden wären, und erhält dann ziemlich bedeutenden Überschufs an Sicherheit und zu grofse Blechstärken. Man kann aber auch die Berechnung unter der Annahme ausführen, als ob die Bleche nur in den vier Rändern unterstützt wären, d. h. am oberen und unteren Rande durch die Riegel, an den beiden lotrechten Rändern durch die Aussteifungen; alsdann vernachlässigt man den Zusammenhang des zu berechnenden Teiles der Blechtafel mit den anderen Teilen derselben Tafel. Auch hier ist ein Überschufs an Sicherheit, da der

[9]) Landsberg. Glas- und Wellblechdeckung. Darmstadt 1887. S. 141.

Zusammenhang mit den übrigen Teilen der Tafel die Sicherheit erhöht; es wird sich aber unten zeigen, dafs diese Berechnungsweise Ergebnisse liefert, welche mit den in der Praxis bewährten Mafsen gut stimmen.

Es kommen auch Thore vor, bei denen die Annahme obiger Berechnungsweise fast genau erfüllt ist; jede Tafel ist an ihren vier Seiten durch Riegel bezw. Aussteifungen unterstützt und durch Laschen an diesen vier Seiten mit den Nachbartafeln verbunden; der Unterschied gegen die bei der Berechnung zu machenden Annahme ist, dafs in Wirklichkeit die Tafel auf allen vier Seiten eingespannt ist, während die Berechnung freie Auflagerung annimmt.

b. **Wenn die wagerechten Stöfse nur auf jedem zweiten, dritten u. s. w. Riegel angeordnet sind,** so liegt die Längenrichtung des Bleches meistens lotrecht, die Breite wagerecht. Sind keine lotrechten Aussteifungen angeordnet, so verhält sich die Blechtafel wie ein über mehrere Stützen durchgehender (kontinuierlicher) Balken. Die Berechnung ist dann ähnlich vorzunehmen, wie dies oben für lotrechte Bohlen (S. 21) gezeigt ist. Genau genommen müfsten hier auch die Einspannungen an den Enden berücksichtigt werden.

Sind aber lotrechte Versteifungen angeordnet, auf welchen die Blechtafeln befestigt sind, so berechnet man zweckmäfsig wieder jede Platte wie eine in den vier Seiten unterstützte, ohne Rücksicht auf den Zusammenhang mit den anderen Teilen der Blechtafel.

2. **Lotrechte Hauptstöfse.** Bei hohen, schmalen Thoren ordnet man wohl die Hauptstöfse lotrecht an. Die Blechtafeln gehen von oben bis unten durch; der etwa erforderliche wagerechte Stofs der Blechtafeln wird auf einem Riegel angeordnet; für die lotrechten Stöfse werden keine Unterstützungen hergestellt. Auch diese Bleche können als durchgehende Balken ähnlich, wie oben die Bohlen, berechnet werden.

Demnach ist die Berechnung für folgende Fälle durchzuführen:

I. Die Blechtafel ist auf zwei Riegeln mit den Einspannungswinkeln Null eingespannt.

II. Die Blechtafel ist ein durchgehender Balken mit den Riegeln als Stützen.

III. Die Blechtafel ist auf allen vier Seiten unterstützt.

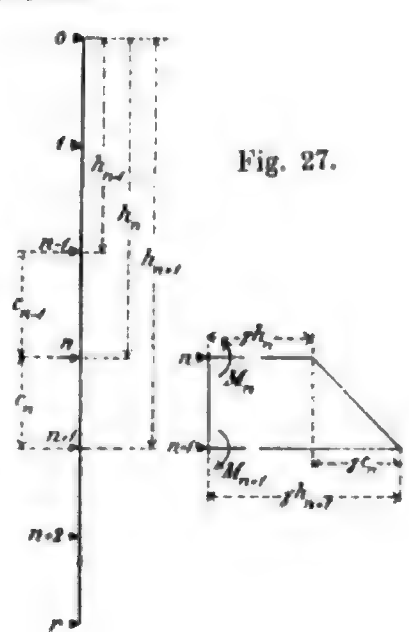
§ 9. Berechnung der ebenen Blechbekleidung.

I. Die Blechtafel ist auf zwei Riegeln lotrecht eingespannt.

Die Breite des zu untersuchenden Stückes der Blechtafel soll gleich einem Meter sein; die Tafel erleidet eine Belastung, welche von dem einen Auflager bis zu dem andern nach linearem Gesetze zunimmt. Die Belastung einer zwischen den Riegeln n und $n+1$ liegenden Blechwand ist in Fig. 27 angegeben. Die Reaktion des Riegels n gegen die Blechtafel wird A_n, diejenige des Riegels $n+1$ wird B_{n+1} genannt. Dann ist:

$$A_n = \frac{\gamma c_n h_n}{2} + \frac{\gamma c_n^2}{6} - \frac{M_{n+1} - M_n}{c_n}.$$

M_n und M_{n+1} sind die Einspannungsmomente an den Riegeln n bezw. $n+1$.


Fig. 27.

An beliebiger Stelle im Abstande x vom Riegel n, dem oberen Einspannungspunkte, ist das Moment

$$M_x = A_n x - M_n - \gamma h_n \frac{x^2}{2} - \gamma \frac{x^3}{6} = E J \frac{d^2 y}{d x^2}.$$

Man erhält durch Integration der Differentialgleichung (unter Berücksichtigung der Annahmen):

$$E J \frac{d y}{d x} = A_n \frac{x^2}{2} - M_n x - \gamma h_n \frac{x^3}{6} - \frac{\gamma x^4}{24},$$

$$E J y = A_n \frac{x^3}{6} - M_n \frac{x^2}{2} - \gamma h_n \frac{x^4}{24} - \frac{\gamma x^5}{120}.$$

Für $x = c_n$ wird $y = 0$ und $\frac{d y}{d x} = 0$, also erhält man

$$0 = \frac{A_n c_n^2}{2} - M_n c_n - \frac{\gamma h_n c_n^3}{6} - \frac{\gamma c_n^4}{24},$$

woraus
$$A_n = \frac{2 M_n}{c_n} + \frac{\gamma h_n c_n}{3} + \frac{\gamma c_n^2}{12}.$$

Die Gleichsetzung dieses Wertes mit dem oben für A_n gefundenen ergiebt

$$\frac{2 M_n}{c_n} + \frac{\gamma h_n c_n}{3} + \frac{\gamma c_n^2}{12} = \frac{\gamma c_n h_n}{2} + \frac{\gamma c_n^2}{6} - \frac{M_{n+1} - M_n}{c_n},$$

woraus folgt:

$$M \ + M_{n+1} = \frac{\gamma c_n^2 h_n}{6} + \frac{\gamma c_n^3}{12}.$$

Ferner ergiebt sich für $x = c_n$ und $y = 0$:

$$0 = \frac{A_n c_n^3}{6} - \frac{M_n c_n^2}{2} - \frac{\gamma h_n c_n^4}{24} - \frac{\gamma c_n^5}{120}$$

und mit obigem Werte für A:

$$M_{n+1} + 2 M_n = \frac{\gamma}{4} c_n^2 h_n + \frac{7 \gamma c_n^3}{60}.$$

Die Auflösung der beiden Gleichungen nach M_n und M_{n+1} ergiebt die Einspannungsmomente:

$$M_n = \gamma \left(\frac{c_n^2 h_n}{12} + \frac{c_n^3}{30}\right), \qquad M_{n+1} = \gamma \left(\frac{c_n^2 h_n}{12} + \frac{c_n^3}{20}\right).$$

Maximum des Momentes zwischen den Einspannungsstellen findet statt für $\frac{d M_x}{d x} = 0$, d. h., da $M_x = A_n x - M_n - \gamma h_n \frac{x^2}{2} - \gamma \frac{x^3}{6}$ ist, für

$$0 = A_n - \gamma h_n x - \frac{\gamma x^2}{2}.$$

Aus dieser Gleichung folgt:

$$x_{max} = - h_n \pm \sqrt{h_n c_n + 0{,}3\, c_n^2 + h_n^2}.$$

Wird dieser Wert in den obigen Ausdruck für M_x eingesetzt, so erhält man M_{max}. — Das absolut genommen gröfste Moment wird meistens M_{n+1} sein, und wird dasselbe dann der Berechnung der Blechstärke zu Grunde gelegt werden müssen. — Sei die nötige Blechdicke $= \delta_{cm}$, die zulässige Inanspruchnahme f. d. qcm des Bleches $= K$, so mufs sein, wenn ein Blechstück von 1 m Breite untersucht wird:

$$\frac{100\, \delta^2}{6} = \frac{M_{n+1}}{K}.$$

In den vorstehenden Gleichungen beziehen sich γ, c_n, h_n auf Meter; es ist demnach $\gamma = 1000$ **kg**; das Ergebnis sind Kilogrammmeter. Für die Querschnittsbestimmung empfiehlt es sich, das Moment in Kilogrammcentimetern einzuführen. Dann ist:

$$M_{n+1} = 1000 \left(\frac{c_n^2 h_n}{12} + \frac{c_n^3}{20}\right) 100 \text{ kgcm},$$

und die Bedingungsgleichung für die Blechstärke heifst:

$$\frac{100\, \delta^2}{6} = \frac{100\,000 \, . \, c_n^2}{60 \, . \, K} (5 h_n + 3 c_n).$$

K möge zu 1000 kg/qcm angenommen werden; dann erhält man:

$$\delta_{cm} = 0{,}316\, c_n \sqrt{5\, h_n + 3\, c_n} \quad . \quad . \quad . \quad 17.$$

In diese Gleichung sind h_n und c_n in Metern einzusetzen.

Wenn c_n in der ganzen Thorhöhe konstant ist, d. h., wenn alle Riegel gleichen Abstand c haben, so ist $h_n = n \cdot c$ und der Ausdruck für δ vereinfacht sich in

$$\delta_{cm} = 0{,}316\, c \sqrt{c\,(5\, n + 3)} \quad . \quad . \quad . \quad 18.$$

Die vorstehende Berechnung gilt nur da, wo kein Gegendruck vom Unterwasser stattfindet; für die ganz unterhalb des letzteren liegenden Tafeln ist die Belastung auf die ganze Höhe der Tafel gleich grofs, und die Tafel genau in gleicher Lage, wie ein beiderseits eingespannter Balken mit gleichförmig verteilter Belastung. Wird die letztere $p = \gamma\, h'$ genannt, so ist $M_{max} = \frac{\gamma\, h' \cdot c_n^2}{12}$, also unter gleichen Voraussetzungen wie oben

$$\frac{100\, \delta^2}{6} = \frac{100\,000 \cdot h' \cdot c_n^2}{K \cdot 12} = \frac{100 \cdot h'\, c_n^2}{12},$$

$$\delta = 0{,}707 \cdot c_n \sqrt{h'} \quad . \quad . \quad . \quad 19.$$

c_n und h' in Metern; h' ist der Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser. **Für alle unterhalb des Unterwassers liegenden Tafeln ergiebt sich δ gleich grofs, falls c_n gleiche Gröfse hat.**

Beispiel. Der Unterschied zwischen Ober- und Unterwasser sei $h' = 4{,}0$ m, der Abstand der 9 Riegel sei gleich und zwar sei $c = 0{,}8$ m. Dann erhält man bei Anwendung der Gleichung 18 für die fünf obersten Tafeln:

$$\delta_1 = 0{,}316 \cdot 0{,}8 \cdot \sqrt{0{,}8 \cdot 3} = 0{,}39 \text{ cm } (n = 0),$$
$$\delta_2 = 0{,}316 \cdot 0{,}8 \cdot \sqrt{0{,}8 \cdot 8} = 0{,}64 \text{ cm } (n = 1),$$
$$\delta_3 = 0{,}8 \text{ cm}, \quad \delta_4 = 0{,}95 \text{ cm}, \quad \delta_5 = 1{,}1 \text{ cm}.$$

Für die unteren drei Tafeln ergiebt die Gleichung 19: $\delta = 0{,}707 \cdot 0{,}8 \sqrt{4} = 1{,}13$ cm.
Die Blechstärke der obersten beiden Tafeln wird man wohl gleich grofs, d. h. $= 0{,}7$ cm, nehmen.

II. Die Blechtafeln sind durchgehende Balken mit den Riegeln als Stützpunkten.

Die Berechnung der mafsgebenden Momente wird in der Weise vorgenommen, welche in § 7 unter a., α. und β. für die Holzbekleidung gezeigt ist. Wenn alle Riegel den gleichen Abstand c voneinander haben, so gilt für die Momente an drei aufeinander folgenden Riegeln die Gleichung:

$$M_n + 4\, M_{n+1} + M_{n+2} + \frac{\gamma\, c^3}{2}\,(n + 1) \quad . \quad . \quad . \quad 20.$$

Sind die Abstände ungleich, so gilt die Gleichung:

$$M_n c_n + 2\, M_{n+1}\,(c_n + c_{n+1}) + M_{n+2}\, c_{n+1} = \frac{\gamma}{60}\,[c_n^3\,(15\, y_n + 8\, c_n) + c_{n+1}^3\,(15\, y_{n+1} + 7\, c_{n+1})] \quad 21.$$

Die Gröfsen c und y sind in Metern, $\gamma = 1000$ kg einzuführen; man erhält die Werte der Momente in Kilogrammmetern. Für die Berechnung ist es bequem, wenn die Momente in Kilogrammcentimetern eingeführt werden; man multipliziere den aus der Gleichung erhaltenen Momentenwert mit 100, so hat man das Moment in kgcm.

Die Blechdicke δ folgt nun aus der Gleichung:

$$\frac{100\, \delta^2}{6} = \frac{M\,(\text{kgcm})}{K}.$$

Es kann gesetzt werden: $K = 1000$ kg/qcm.

Die obigen Gleichungen 20 und 21 sind unter der Annahme entwickelt, dafs die Tafeln an den Endstützen frei aufliegen; in Wirklichkeit sind sie eingespannt; die Berücksichtigung dieses Umstandes ist möglich, indem man (oben) die Endstützenmomente

nicht Null setzt, sondern aus den Bedingungen bestimmt, daſs die Einspannungswinkel an ihnen gleich Null seien.

Unterhalb des Unterwassers ergeben sich andere Gleichungen als Gl. 20, 21 für die Beziehungen zwischen den Stützenmomenten, weil hier die Belastung für die steigende Einheit gleich groſs ist. Nimmt man der Einfachheit halber an, daſs die Unterwasserhöhe mit einem wagerechten Stoſs zusammenfalle und daſs das Endstützenmoment hier wieder gleich Null sei, so befindet sich die Blechtafel genau in derselben Lage, wie ein kontinuierlicher, über seine ganze Länge gleichmäſsig belasteter Balken. Die von dem Riegel 4 bis Riegel 7 in Fig. 28 laufende Blechtafel zeigt diese Inanspruchnahme. Für diesen Teil der Bekleidung besteht dann zwischen den Stützenmomenten an drei aufeinanderfolgenden Riegeln die Beziehung:

$$M_n c_n + 2 M_{n+1} (c_n + c_{n+1}) + M_{n+2} c_{n+1} = \gamma \frac{h'}{4} (c_n^3 + c_{n+1}^3) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 22.$$

Nach der obigen Annahme wären in dem der genannten Figur entsprechenden Beispiel die Momente bei Riegel 4 und 7 gleich Null zu setzen.

Wenn an dem Riegel, welcher der Unterwasserhöhe entspricht, kein Stoſs ist, oder wenn der bei diesem Riegel etwa vorhandene Stoſs (wie fast stets) durch eine Lasche gedeckt ist, so kann man das Stützenmoment an demselben nicht gleich Null annehmen. Man findet die alsdann giltige Beziehung zwischen den betreffenden Riegelmomenten durch Anwendung der für die kontinuierlichen Träger allgemein geltenden Gleichungen. Für den Teil des Thores, bei welchem alle Riegel oberhalb des Unterwassers liegen, also nur einseitigen Wasserdruck erfahren, d. h. in Fig. 28 von Riegel 0 bis Riegel 4, gelten die Gleichungen 20 und 21; für den ganz unter dem Unterwasser liegenden Thorteil gilt die Gleichung 22, bezw. für $c_n = c_{n+1} = c$:

$$M_n + 4 M_{n+1} + M_{n+2} = \frac{\gamma h' c^2}{2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 23.$$

(h' = Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser).

Fig. 28.

Für die drei Riegel, deren mittelster (mit Index $n + 1$) in der Höhe des Unterwassers liegt, d. h. in Fig. 28 für die drei Riegel 3, 4, 5 heiſst die Gleichung:

$$M_n c_n + 2 M_{n+1} (c_n + c_{n+1}) + M_{n+2} c_{n+1}$$
$$= \frac{\gamma h'}{4} (c_n^3 + c_{n+1}^3) - \frac{7}{60} \gamma c_n^4 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 24.$$

bezw. für $c_n = c_{n+1} = c$:

$$M_n + 4 M_{n+1} + M_{n+2} = \frac{\gamma c^2}{60} (30 h' - 7 c) \quad . \quad . \quad 25.$$

Mittels dieser Gleichungen kann man stets ohne Schwierigkeit die an den Riegeln in der Bekleidung wirkenden Momente finden; die Ermittelung der **zwischen** den Riegeln in der Bekleidung wirkenden Momente ist dann so vorzunehmen, wie in § 7 bei der Berechnung der Holzbekleidung gezeigt worden ist.

Beispiel: Das Thor habe 8 Riegel, deren Abstände gleich groſs sind. Es sei $c = 0{,}8$ m, $h' = 3{,}2$ m $= 4\,c$. Die unteren drei Felder seien unter Berücksichtigung des Gegendrucks vom Unterwasser zu berechnen. M_0 und M_7 werden gleich Null angenommen. Man erhält folgende Gleichungen:

$$(n = 0) \qquad 0 + 4 M_1 + M_2 = \frac{\gamma c^3}{2},$$

$$(n = 1) \qquad M_1 + 4 M_2 + M_3 = \gamma c^3,$$

$$(n = 2) \qquad M_2 + 4 M_3 + M_4 = 3 \frac{\gamma c^3}{2},$$

$$(n = 3) \qquad M_3 + 4\,M_4 + M_5 = \frac{113\,\gamma\,c^3}{60},$$
$$(n = 4) \qquad M_4 + 4\,M_5 + M_6 = 2\,\gamma\,c^3,$$
$$(n = 5) \qquad M_5 + 4\,M_6 + 0 = 2\,\gamma\,c^3.$$

Aus diesen sechs Gleichungen ergeben sich (mit den richtigen Vorzeichen):

$$M_1 = -0{,}0854\,\gamma\,c^3 = -43{,}7248 \text{ kgm} = -4372 \text{ kgcm},$$
$$M_2 = -0{,}1583\,\gamma\,c^3 = -80{,}9 \text{ kgm} = -8090 \text{ kgcm},$$
$$M_3 = -0{,}2817\,\gamma\,c^3 = -14\,423 \text{ kgcm},$$
$$M_4 = -0{,}2148\,\gamma\,c^3 = -10\,998 \text{ kgcm},$$
$$M_5 = -0{,}343\,\gamma\,c^3 = -17\,562 \text{ kgcm},$$
$$M_6 = -0{,}414\,\gamma\,c^3 = -21\,197 \text{ kgcm}.$$

Man erhält die in vorstehendem Beispiele nötigen Blechdicken unter der Annahme, dafs die Gröfstwerte der Momente (absolut genommen) auf den Riegeln stattfinden, aus der Gleichung $\frac{100\,\delta^2}{6} = \frac{M}{K} = \frac{M}{1000}$ und zwar bei:

Riegel 1: $\delta_1 = \sqrt{6 \,.\, 0{,}044} \sim 0{,}5$ cm, Riegel 2: $\delta_2 = \sqrt{6 \,.\, 0{,}081} \sim 0{,}7$ cm,
" 3: $\delta_3 = 0{,}93$ cm ~ 1 cm, " 4: $\delta_4 = 0{,}81$ cm $\sim 0{,}9$ cm,
" 5: $\delta_5 = 1{,}03$ cm $\sim 1{,}1$ cm, " 6: $\delta_6 = 1{,}13$ cm $\sim 1{,}15$ cm.

Es ist für die ganze Tafellänge diejenige Blechstärke auszuführen, welche an der meistbeanspruchten Stelle derselben nötig ist.

III. Die Blechtafeln sind an allen vier Seiten unterstützt.

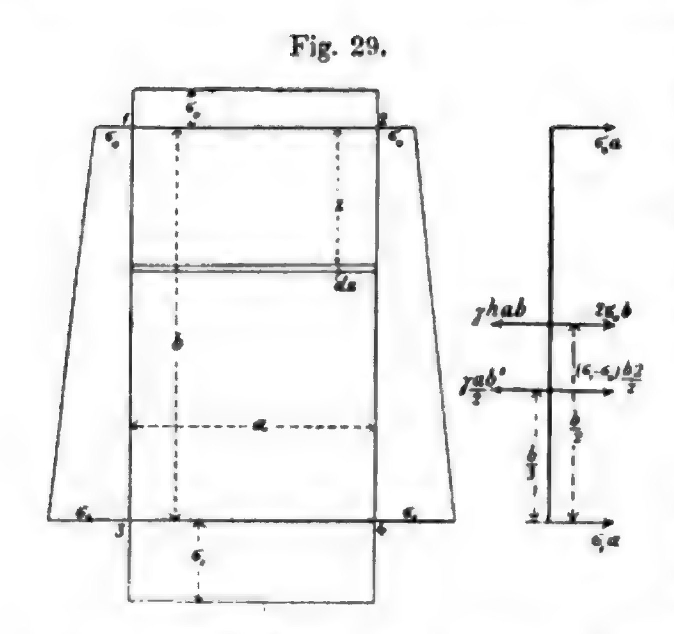
1. Die Platten liegen ganz oberhalb des Unterwassers.

Es handelt sich hier um die Berechnung einer rechteckigen, an allen vier Rändern unterstützten Platte, welche eine nach linearem Gesetze vom oberen nach dem unteren Riegel wachsende Belastung trägt. Auf die Vernietung, also die Einspannung an den vier Rändern soll keine Rücksicht genommen werden. Die genaue Lösung dieser Aufgabe ist überaus schwierig und, da dieselbe statisch unbestimmt ist, nur unter Berücksichtigung der elastischen Formänderungen zu bewerkstelligen. Hier sollen vereinfachende Annahmen gemacht und das Verfahren zu Grunde gelegt werden, welches Bach in seinem Werke: „Elasticität und Festigkeit“, S. 361 ff. für die Berechnung ebener Platten vorgeführt hat.

a. Die Platte ist rechteckig; die Seitenlängen sind a und b (Fig. 29). Die Belastung der Platte wächst von der oberen wagerechten Seite $(\overline{1\,2})$ nach der unteren $(\overline{3\,4})$ von dem Werte $p_0 = \gamma\,h$ für die Flächeneinheit bis zum Werte $p_1 = \gamma\,(h + b)$. — Die Tiefe der oberen Seite $(\overline{1\,2})$ unter dem Wasserspiegel sei h. In jeder Tiefe z unter dem Wasserspiegel ist die Einheitslast $p = \gamma\,(h + z)$ auf die ganze Breite a der Platte konstant. Die ganze Belastung ist:

$$P = \int_0^b p \,.\, a\,d\,z = \int_0^b \gamma\,(h + z)\,a\,d\,z,$$
$$P = \gamma\,a\left(h\,b + \frac{b^2}{2}\right) = \gamma\,a\,b\left(h + \frac{b}{2}\right).$$

Die Ermittelung der Gegendrücke in den Seiten des Rechtecks soll unter der Annahme vorgenommen werden, dafs die auf die Längeneinheit entfallenden Gegendrücke in den beiden wagerechten Seiten $\overline{1\,2}$ und $\overline{3\,4}$ konstant seien, diejenigen in den lotrechten Rechteckseiten $\overline{1\,3}$ und $\overline{2\,4}$ aber von oben nach unten linear wachsen. Diese Annahmen sind nicht ganz richtig, dürften aber für die hier vorliegenden praktischen Zwecke zu genügend genauen Ergebnissen führen. Die ersteren Gegendrücke sollen — alles für die Längeneinheit — in der Seite $\overline{1\,2}$ mit σ_0, in der Seite $\overline{3\,4}$ mit σ_1, die


Fig. 29.

letzteren in der Tiefe z unter der oberen Seite mit σ bezeichnet werden. In Fig. 29 sind die unter dieser Annahme in den einzelnen Auflagerstellen auftretenden Gegendrücke senkrecht zu den betreffenden Seiten aufgetragen, gewissermaßsen in die Ebene der Platte hinabgeklappt. Es ist dann:

$$\sigma = \sigma_0 + z\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_0}{b}\right).$$

Für die Bestimmung der beiden Unbekannten σ_0 und σ_1 genügt die Aufstellung der beiden Gleichgewichtsbedingungen, nach welchen die algebraische Summe der auf die Platte wirkenden wagerechten Kräfte und die algebraische Summe der statischen Momente derselben für eine beliebige Axe, etwa die Axe $\overline{34}$ je gleich Null sein mufs. Man erhält demnach folgende Gleichungen:

$$P = \sigma_0 a + \sigma_1 a + 2\int_0^b\left[\sigma_0 + z\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_0}{b}\right)\right] dz$$

$$= (\sigma_0 + \sigma_1) a + 2\sigma_0 b + \sigma_1 b - \sigma_0 b = \sigma_0 (a + b) + \sigma_1 (a + b).$$

Dieses ist dem soeben gefundenen Werte von P gleich zu setzen, so wird:

$$\sigma_0 (a + b) + \sigma_1 (a + b) = \gamma a b \left(h + \frac{b}{2}\right). \quad \ldots \quad 26.$$

Weiter ist: $\sigma_0 a b + \frac{2\sigma_0 b^2}{2} + (\sigma_1 - \sigma_0)\frac{b^2}{3} - \frac{\gamma h a b^2}{2} - \frac{\gamma b^2 a}{2}\frac{b}{3} = 0$, d. h.

$$\sigma_0\left(a + \frac{2}{3} b\right) + \sigma_1 \frac{b}{3} = \frac{\gamma a b}{2}\left(h + \frac{b}{3}\right) \quad \ldots \quad 27.$$

Die Auflösung dieser beiden Gleichungen 26 und 27 ergiebt:

$$\sigma_0 = \frac{\gamma a b (3 a h + b h + a b)}{2 (a + b)(b + 3 a)},$$

$$\sigma_1 = \frac{\gamma a b}{2 (a + b)(b + 3 a)} (3 a h + b h + 2 a b + b^2).$$

Für das Quadrat, d. h. für $a = b$, erhält man:

$$\sigma_0' = \frac{\gamma a}{16}(4 h + a),$$

$$\sigma_1' = \frac{\gamma a}{16}(4 h + 3 a).$$

Die Mittelkräfte der in den einzelnen Rechteckseiten wirkenden Gegendrücke sind folgende:

In der Mitte der Seite $\overline{12}$ wirkt $D_0 = a\sigma_0 = \frac{\gamma a^2 b (3 a h + b h + a b)}{2 (a + b)(b + 3 a)}$,

in der Mitte der Seite $\overline{34}$ wirkt $D_1 = a\sigma_1 = \frac{\gamma a^2 b (3 a h + b h + 2 a b + b^2)}{2 (a + b)(b + 3 a)}$.

Die in den lotrechten Seiten $\overline{13}$ bezw. $\overline{24}$ wirkenden Gegendrücke werden zweckmäfsig je in zwei Kräfte zerlegt, deren eine

$$D_2 = \sigma_0 b$$

in der Mitte der Seite, deren andere:

$$D_3 = \frac{(\sigma_1 - \sigma_0)}{2} b$$

in der Höhe $\frac{b}{3}$ über der unteren Rechteckseite $\overline{34}$ wirkt.

Fig. 30.

Es soll nun die Annahme gemacht werden, dafs der Diagonalquerschnitt $\overline{2\,3}$ (oder $\overline{1\,4}$) der am meisten gefährdete Querschnitt sei; diese Annahme wird annähernd erfüllt sein, wenn die beiden Rechteckseiten a und b nicht zu grofse Längenunterschiede aufweisen.

In Bezug auf diesen Querschnitt haben die an der Seite des Dreiecks 2 3 4 vorhandenen Auflagerdrücke D_1, D_2, D_3 und Belastungen Momente, welche sich wie folgt ergeben (Fig. 30):

Der Hebelarm von D_1 ist ϑ; es ist

$$\vartheta = \frac{a}{2}\cos\alpha = \frac{a\,b}{2\sqrt{a^2+b^2}};$$

das Moment von D_1 ist:

$$D_1\vartheta = a\,\sigma_1\,\frac{a\,b}{2\sqrt{a^2+b^2}} = \frac{\gamma\,a^3 b^2 (3\,a\,h + b\,h + 2\,a\,b + b^2)}{4\sqrt{a^2+b^2}\,(a+b)\,(3\,a+b)}.$$

Der Hebelarm von D_2 ist η; es ist $\eta = \frac{b}{2}\sin\alpha = \frac{b\,a}{2\sqrt{a^2+b^2}} = \vartheta$;

das Moment von D_2 ist:

$$D_2\,\eta = \sigma_0\,\frac{b^2 a}{2\sqrt{a^2+b^2}} = \frac{\gamma\,a^2 b^3 (3\,a\,h + b\,h + a\,b)}{2\sqrt{a^2+b^2}\,(a+b)\,(3\,a+b)}.$$

Der Hebelarm von D_3 ist ζ; es ist $\zeta = \frac{2}{3}\,b\sin\alpha = \frac{2\,a\,b}{3\sqrt{a^2+b^2}}$;

das Moment von D_3 ist:

$$D_3\,\zeta = \left(\frac{\sigma_1-\sigma_0}{2}\right)\frac{2}{3}\,\frac{a\,b^2}{\sqrt{a^2+b^2}} = \frac{\gamma\,a^2 b^3 b\,(a+b)}{6\sqrt{a^2+b^2}\,(a+b)\,(3\,a+b)} = \frac{\gamma\,a^2 b^4}{6\sqrt{a^2+b^2}\,(3\,a+b)}.$$

Das Moment der Belastungen setzt sich aus zwei Teilen zusammen, demjenigen der gleichmäfsig über das ganze Dreieck 2 3 4 verteilten Last $p = \gamma\,h$ auf die Flächeneinheit, und demjenigen der nach linearem Gesetze von 2 bis zur Unterkante 3 4 wachsenden Last. — Die erstere Last hat die Gröfse $\frac{p\,.\,a\,b}{2}$; ihre Mittelkraft wirkt im Schwerpunkte des Dreiecks 2 3 4; der Hebelarm dieser Kraft für die Axe 2 3 ist

$$s = \frac{a}{3}\,\frac{b}{\sqrt{a^2+b^2}},$$

mithin das Moment dieser Last:

$$m_1 = \frac{\gamma\,h\,a^2 b^2}{6\sqrt{a^2+b^2}}.$$

Das Moment des zweiten Teiles der Last wird erhalten durch Untersuchung eines Streifens von der Breite $d\,z$ in der Tiefe z unter der Oberkante des Rechtecks. An dieser Stelle ist die Last für die Flächeneinheit: $\gamma\,z$, mithin die auf den Streifen entfallende Last: $x\,d\,z\,.\,\gamma\,z$, und da $x = z\,\frac{a}{b}$, so ist die Last:

$$\gamma\,\frac{a}{b}\,z^2\,d\,z.$$

Der Hebelarm dieser Last für die Axe $\overline{2\,3}$ ist:

$$u = \frac{x}{2}\,\frac{b}{\sqrt{a^2+b^2}} = \frac{z\,a}{2\sqrt{a^2+b^2}}.$$

Das Moment dieses Streifens ist $d\,m = \frac{\gamma\,a^2 z^3\,d\,z}{2\,b\sqrt{a^2+b^2}}$;

mithin

$$m_2 = \frac{\gamma\,a^2}{2\,b\sqrt{a^2+b^2}}\int_0^b z^3\,d\,z = \frac{\gamma\,a^2 b^3}{8\sqrt{a^2+b^2}}.$$

Das Biegungsmoment für die Axe $\overline{2\,3}$, die Diagonale, ist also:

$$M = \frac{a^2 b}{2\sqrt{a^2+b^2}}\sigma_1 + \frac{a b^2}{2\sqrt{a^2+b^2}}\sigma_0 + \frac{a b^2}{3\sqrt{a^2+b^2}}(\sigma_1 - \sigma_0) - \frac{\gamma h a^2 b^2}{6\sqrt{a^2+b^2}} - \frac{\gamma a^2 b^3}{8\sqrt{a^2+b^2}}.$$

Die Einsetzung der oben für σ_1 und σ_0 gefundenen Werte führt nach einfachen Umformungen zu dem Ausdruck:

$$M = \frac{\gamma a^2 b^2}{24\sqrt{a^2+b^2}}(2h+b) \quad \ldots \quad 28.$$

Die zulässige Inanspruchnahme sei wiederum K, die Blechdicke δ, das Trägheitsmoment der Querschnittsfläche für die in Betracht kommende Schwerpunktsaxe $= J$, so mufs sein:

$$\frac{J}{\frac{\delta}{2}} = \frac{M}{K} = \frac{\gamma a^2 b^2 (2h+b)}{24\sqrt{a^2+b^2}\,K}.$$

Es ist $$J = \frac{\sqrt{a^2+b^2}\,\delta^3}{12},$$

also mufs sein: $$\frac{\sqrt{a^2+b^2}\,\delta^2}{6} = \frac{\gamma a^2 b^2 (2h+b)}{24\sqrt{a^2+b^2}\,K},$$

$$\delta = \frac{ab}{2}\sqrt{\frac{\gamma}{K}\left(\frac{2h+b}{a^2+b^2}\right)} \quad \ldots \quad 29.$$

Werden alle Mafse in Centimetern eingeführt, wird $K = 1000$ kg/qcm angenommen und endlich wegen der Stärkeverminderung durch Rosten u. s. w. der Zuschlagwert 0,1 cm zugefügt, so erhält man als Formel für δ:

$$\delta_{cm} = 0{,}1 + 0{,}0005\, ab\sqrt{\frac{2h+b}{a^2+b^2}} \quad \ldots \quad 30.$$

Beispiel. Es sei $a = 80$ cm, $b = 120$ cm, und der Reihe nach $h = 0$, 120 cm, 240 m, 360 cm. Dann wird nacheinander:

$$\delta_1 = 0{,}1 + 0{,}0005 \,.\, 80 \,.\, 120\sqrt{\frac{120}{6400 + 14400}} = 0{,}1 + 0{,}033 \,.\, 10{,}95 = 0{,}46 \text{ cm},$$

$$\delta_2 = 0{,}1 + 0{,}033\sqrt{360} = 0{,}73 \text{ cm},$$

$$\delta_3 = 0{,}1 + 0{,}033\sqrt{600} = 0{,}9 \text{ cm},$$

$$\delta_4 = 0{,}1 + 0{,}033\sqrt{840} = 1{,}06 \text{ cm}.$$

b. Die Platte ist quadratisch; die Seitenlänge ist a. Es können hier alle unter a. entwickelten Formeln benutzt werden, wenn nur überall a statt b gesetzt wird. Man erhält:

$$\left.\begin{array}{ll} \sigma_0' = \frac{\gamma a}{16}(4h+a) & \sigma_1' = \frac{\gamma a}{16}(4h+3a) \\ D_0 = a\sigma_0' = \frac{\gamma a^2}{16}(4h+a) & D_1 = a\sigma_1' = \frac{\gamma a^2}{16}(4h+3a) \\ D_2 = \sigma_0' a = \frac{\gamma a^2}{16}(4h+a) & D_3 = \left(\frac{\sigma_1' - \sigma_0'}{2}\right)a = \frac{\gamma a^3}{16} \end{array}\right\} \quad \ldots \quad 31.$$

$$M = \frac{\gamma a^3 (2h+a)}{24\,.\sqrt{2}} \quad \ldots \quad 32.$$

$$\delta = \frac{a}{2}\sqrt{\frac{\gamma}{K}\left(h + \frac{a}{2}\right)} \quad \ldots \quad 33.$$

und mit dem Zuschlagwert und den obigen Zahlen:

$$\delta_{cm} = 0{,}1 + 0{,}0005\, a\sqrt{h + \frac{a}{2}} \quad \ldots \quad 34.$$

Alle Werte sind in diese Gleichung in Centimetern einzusetzen.

Beispiel. Es sei $a = 80$ cm und der Reihe nach $h = 0$, 80 cm, 160 cm, 240 cm. Dann wird nacheinander:

$\delta_1 = 0{,}1 + 0{,}0005 \,.\, 80 \sqrt{40} = 0{,}35$ cm, $\quad \delta_2 = 0{,}1 + 0{,}04 \sqrt{120} = 0{,}54$ cm,

$\delta_3 = 0{,}1 + 0{,}04 \,.\, \sqrt{200} = 0{,}67$ cm, $\quad \delta_4 = 0{,}1 + 0{,}04 \sqrt{280} = 0{,}77$ cm.

Wäre $a = 100$ cm und der Reihe nach $h = 0$, 100 cm, 200 cm, 300 cm, so würde:

$$\delta = 0{,}1 + 0{,}05 \sqrt{h + \frac{a}{2}}, \text{ d. h. } \delta_1 = 0{,}45 \text{ cm}, \ \delta_2 = 0{,}71 \text{ cm}, \ \delta_3 = 0{,}89 \text{ cm}, \ \delta_4 = 1{,}04 \text{ cm}.$$

2. Die Tafeln liegen ganz unterhalb des Unterwassers.

Die Belastung ist hier auf die Flächeneinheit und die ganze Tafel gleich grofs und zwar $p = \gamma h'$, wenn h' den Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser bedeutet. Hier genügt die Annahme, dafs an jeder Rechteckseite die Mittelkraft aller Auflagerdrücke in der Seitenmitte wirke. Der Symmetrie wegen werden die Gegendrücke je zweier Gegenseiten einander gleich sein. Die gesamte Belastung ist:

$$P = \gamma h' a b.$$

Fig. 31.

Diese Mittelkraft wirkt im Schnittpunkte der Diagonalen des Rechtecks.

Nun mufs sein:

$$P = D_0 + D_1 + D_2 + D_3,$$

und weil $D_0 = D_1$, $D_2 = D_3$ ist:

$$P = 2\,D_0 + 2\,D_2 = 2\,(D_0 + D_2) = 2\,(D_1 + D_3),$$

$$D_0 + D_2 = \frac{\gamma h' a b}{2} = D_1 + D_3 \quad . \quad . \quad . \quad 35.$$

Die Resultierende von D_1 und D_3 liegt jedenfalls in der Verbindungslinie ihrer Angriffspunkte, hat also von der Diagonale $\overline{2\,3}$ den normal gemessenen Abstand

$$w = \frac{a}{2} \cdot \frac{b}{\sqrt{a^2 + b^2}}.$$

Das Moment für den Diagonalquerschnitt $\overline{2\,3}$ ist demnach:

$$M = \frac{\gamma h' a b}{2} \cdot \frac{a b}{2\sqrt{a^2 + b^2}} - \frac{\gamma h' a b}{2} \, \frac{2}{3} \, \frac{a}{2} \, \frac{b}{\sqrt{a^2 + b^2}} = \frac{\gamma h' a^2 b^2}{4\sqrt{a^2 + b^2}} \left(1 - \frac{2}{3}\right) = \frac{\gamma h \; a^2 b^2}{12\sqrt{a^2 + b^2}}$$

(vergl. Bach, Elasticität und Festigkeit, S. 364 ff.).

Für die rechteckige Platte ist also:

$$M = \frac{\gamma h' a^2 b^2}{12\sqrt{a^2 + b^2}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 36.$$

und

$$\sqrt{a^2 + b^2} \, \frac{\delta^2}{6} = \frac{\gamma h' a^2 b^2}{12\,K\sqrt{a^2 + b^2}},$$

woraus folgt:

$$\delta = a\,b \sqrt{\frac{\gamma}{K} \, \frac{h'}{2\,(a^2 + b^2)}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 37.$$

Mit den obigen Zahlenwerten und dem Zuschlagwerte 0,1 cm erhält man

$$\delta_{cm} = 0{,}1 + \frac{a\,b}{1000} \sqrt{\frac{h'}{2\,(a^2 + b^2)}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 38.$$

Für die quadratische Platte wird $a = b$ und:

$$M = \frac{\gamma h' a^3}{12\sqrt{2}} \quad \text{und} \quad \delta = \frac{a}{2} \sqrt{\frac{\gamma}{K} h'} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 39.$$

bezw. mit den Zahlenwerten:

$$\delta = 0{,}1 + a \,.\, 0{,}0005 \sqrt{h'} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 40.$$

Wäre z. B. $h' = 3{,}2$ m, $= 320$ cm, $a = 80$ cm, so würde $\delta = 0{,}1 + 0{,}04 \,.\, \sqrt{320} = 0{,}82$ cm, wäre $h' = 400$ cm, $a = 100$ cm, so würde $\delta = 0{,}1 + 0{,}5 \sqrt{400} = 1{,}1$ cm.

§ 10. Berechnung der Blechwand für gekrümmtes Thor. Bei Thoren mit gekrümmter Axe kann die Bekleidung zur Übertragung der belastenden Kräfte in die Seitenmauern der Schleuse verwendet werden; es mufs damit theoretisch eine Ersparnis an Baustoff verbunden sein. Für gekrümmte Thore mit Riegeln, insbesondere für solche mit beiderseitiger Bekleidung, kann die nachfolgende Berechnungsart nicht verwendet werden; bei solchen Thoren ist die Bekleidung nach den Angaben des vorigen Paragraphen zu berechnen.

Für alle gleich tief, um y unter dem Wasserspiegel liegenden Punkte ist der Druck auf die Bogeneinheit gleich grofs, nämlich für die Höheneinheit $p = \gamma y$; dieser Druck ist normal zur Bogentangente, d. h. radial gerichtet. Die Spannung in dem nach der Gleichgewichtslinie gekrümmten Bogen ist bekanntlich konstant und hat die Gröfse $T = p \rho$, wenn ρ der Krümmungshalbmesser des Bogens an der betreffenden Stelle ist. Da aber für den ganzen Bogen in der Tiefe y die auf die Längeneinheit des Bogens entfallende Belastung p konstant ist, so wird auch $\rho = \frac{T}{p}$ konstant, also die Gleichgewichtslinie ein Kreis sein. Nennt man dessen Halbmesser R, so bildet demnach das Thor eine Kreiscylinderfläche mit dem Halbmesser R. In der Tiefe y unter dem Wasserspiegel ist der Bogendruck auf die steigende Einheit

$$T_y = \gamma \,.\, y\, R.$$

Setzt man hier y und R in Metern, $\gamma = 1000$ kg ein, so erhält man den Bogendruck für das steigende Meter. Für das steigende Centimeter ist die im Bogen wirkende Kraft $T^v = \frac{\gamma \,.\, y\, R}{100} = 10 \,.\, R\, y$, in welche Gleichung y und R wieder in Metern einzusetzen sind. Wird die zulässige Inanspruchnahme für 1 qcm des Querschnitts mit K, die Blechstärke in cm mit δ bezeichnet, so mufs sein:

$$\delta = \frac{\gamma \,.\, y\, R}{100 \,.\, K} = \frac{10 \,.\, R\, y}{K}$$

und für $K = 1000$ kg/qcm:

$$\delta_{cm} = \frac{R_m \,.\, y_m}{100}.$$

Unterhalb des Unterwassers ist $T^v = \gamma\, h'\, R$ und $\delta'_{cm} = \frac{R_m\, h_m'}{100}$.

h' ist der Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser (vergl. Fig. 28).

In den verschiedenen Tiefen y unter dem Oberwasser ergeben sich aus obiger Gleichung Werte für δ, welche oberhalb des Unterwassers kontinuierlich von oben nach unten wachsen, unterhalb des Unterwassers konstant sind. Meistens sind die erhaltenen theoretischen Werte für die Ausführung viel zu klein.

Die theoretische Materialmenge der Blechwand ist (Fig. 32):

$$\mathfrak{B} = \int_0^{h'} 2\, R\, \alpha \,.\, \delta \,.\, d\,y + 2\, R\, \alpha\, \delta' (h - h') = \frac{2\, R\, \alpha\, \gamma\, R}{K\, 2} (h')^2 + \frac{2\, R\, \alpha\, \gamma\, R}{K} h' (h - h'),$$

$$\mathfrak{B} = \frac{\gamma\, \alpha\, R^2\, h'}{K} (2\, h - h').$$

Für $h = h'$ wird: $\mathfrak{B}' = \frac{\gamma\, \alpha\, R^2\, h^2}{K}$.

Wenn auch diese Materialmenge praktisch nicht erreichbar ist, so kann doch der entwickelte Ausdruck benutzt werden, um die Werte von R bezw. α zu ermitteln, für welche $\mathfrak{B}$ ein Kleinstwert wird.

Es ist $R = \frac{B}{2} \frac{1}{\sin \alpha}$,

also $\mathfrak{B} = \left(\frac{\gamma h' (2h - h') B^2}{4K}\right) \frac{\alpha}{\sin^2 \alpha}$.

Fig. 32.

Demnach mufs für das Minimum stattfinden:

$$o = \sin^2 \alpha_m - 2\alpha_m \sin \alpha_m \cos \alpha_m,$$

somit:

$$\tang \alpha_m = 2\alpha_m.$$

Man erhält:

$$\alpha_m = 66^\circ 45' \quad \text{und} \quad \mathfrak{B}_{min} = \frac{\gamma h' (2h - h') B^2}{4K} (1{,}38) = 0{,}345 \frac{\gamma h' (2h - h') B^2}{K}.$$

Für das Minimum wird:

$$R_{min} = \frac{B}{2 \cdot 0{,}9088} = 0{,}54\, B, \qquad f_{min} = R(1 - \cos \alpha) = \sim 0{,}33\, R.$$

Bei Verwendung von ebenen, entsprechend gebogenen Blechtafeln mufs man Verstärkungen etwa durch aufgenietete T-Eisen oder Winkeleisen anbringen, wegen der örtlichen Inanspruchnahmen durch Stöfse u. s. w. Sehr zweckmäfsig erscheinen gekrümmte Thore aus Wellblech oder Trägerwellblech, bei denen die Längsrichtung der Wellen mit der Axe des gekrümmten Thores zusammenfällt.

§ 11. Die Herstellung der Bekleidung.

a. Bekleidung mit Holz.

Für kleinere Schleusenthore im Binnenlande wendet man zweckmäfsig Bekleidung durch Holzbohlen an. Holzbekleidung leistet den Stöfsen guten Widerstand, kann erforderlichenfalls leicht — durch gewöhnliche Arbeiter — ausgewechselt werden, ist ausreichend fest und dauerhaft. Ein gutes Material ist Eichenholz.

Die Bohlen werden lotrecht gestellt und auf den Riegeln durch Bolzen befestigt; die Stärke der Bohlen ist je nach der Gröfse des Wasserdrucks 6 bis 12 cm, ihre Breite 20–30 cm; sie werden stumpf gestofsen. Bei schmalen Bohlen genügt es, jede Bohle an jedem Riegel mit einem Bolzen zu befestigen; bei breiten Bohlen ordne man an jedem Riegel zwei Bolzen an, welche in der Höhe gegeneinander versetzt werden (Fig. 33*a*). Die Köpfe der Bolzen, welche 2,0 bis 2,5 cm Durchmesser erhalten, setzt man nach dem Oberwasser, die Muttern nach dem Unterwasser zu, damit man die Muttern bequem nachziehen kann. —

Es dürfte sich empfehlen, statt die Bohlen auf den einzelnen Riegeln durch Bolzen zu befestigen, auf die Riegel nach dem Oberwasser zu Futterhölzer zu legen, diese mit den Riegeln durch einzelne versenkte Bolzen zu verbinden und die Bohlen auf den Futterhölzern zu nageln. Man müfste dann auch auf Wende- und Schlagsäule ein entsprechendes Futterholz legen (Fig. 33*b*). Die Unterhaltung der Thore würde dadurch leichter und billiger.

Es steht nichts im Wege, die Bohlenbekleidung auch aus wagerechten Bohlen herzustellen. Die Vorteile dieser Konstruktion sind bereits in § 7 auseinandergesetzt:

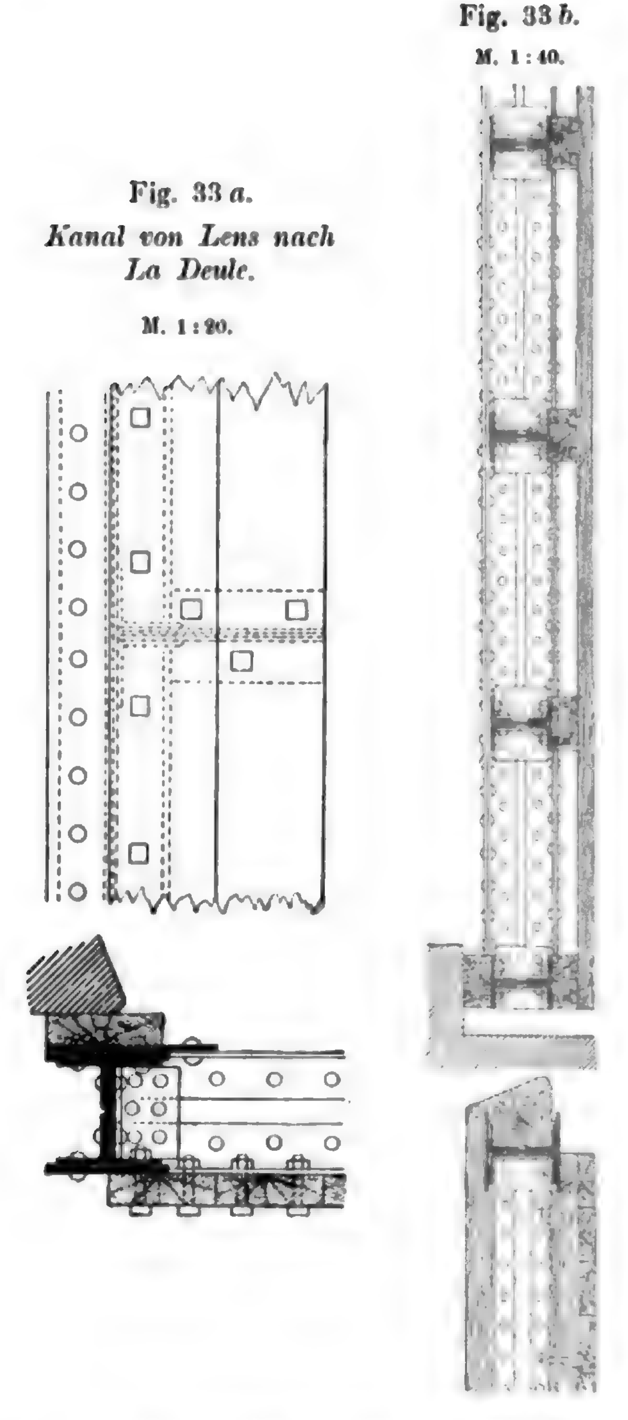


Fig. 33 a. *Kanal von Lens nach La Deule.* M. 1:20.

Fig. 33 b. M. 1:40.

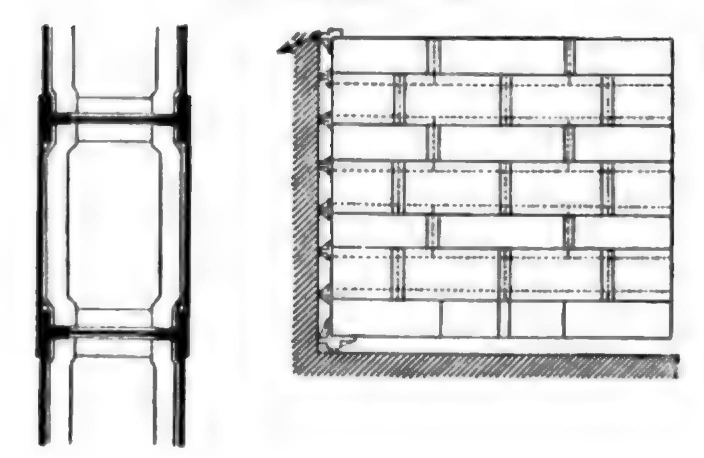
die Unterhaltung ist billiger und leichter, die Auswechselung etwa beschädigter oder sonst abgängiger Bohlen weniger umständlich, als bei lotrechter Stellung der Bohlen. Sehr leicht ausführbar ist diese Bekleidungsart bei Verwendung lotrechter Pfosten an Stelle der Riegel; aber auch bei Thoren mit wagerechten Riegeln macht sie keine Schwierigkeiten; man braucht nur auf die Riegel lotrechte Holzbohlen zu schrauben, deren Abstand entsprechend der Bohlenstärke 80 bis 120 cm betragen kann, und auf diese die wagerechten Bohlen zu nageln.

b. Bekleidung mit ebenem Eisenblech.

Blechstärken. Die theoretischen Blechstärken nehmen von der Oberfläche des Oberwassers nach derjenigen des Unterwassers hin zu, unterhalb des Unterwassers sind sie gleich grofs. Man darf aber die theoretisch nötigen Blechstärken nicht ohne weiteres wählen, weil die Rücksicht auf das Rosten und mögliche Stöfse nicht in ihnen zum Ausdruck kommt. — Blechstärken unter 6 mm vermeide man, gröfsere Blechstärken als 16 mm sind nur ausnahmsweise notwendig. Bei nicht sehr hohen Thoren kann es empfehlenswert sein, der ganzen Thorbekleidung die gleiche Stärke zu geben. Bei den beiderseits bekleideten Thoren kann man unter Umständen die Blechstärke auf der Unterwasserseite geringer nehmen, als auf der Oberwasserseite.

Anordnung der Stöfse. Bei grofsen Thoren mit bedeutenden Unterschieden in den Wasserhöhen, also auch bedeutenden Unterschieden in den Stärken der Bekleidung ordnet man die Hauptstöfse zweckmäfsig wagerecht an: man kann sich dann den theoretisch erforderlichen Blechstärken in wünschenswerter Weise nähern. Es liegt nahe, die wagerechten Stöfse auf die Riegel zu legen, entweder auf jeden Riegel (Fig. 34) oder auf jeden zweiten bezw. dritten Riegel einen Stofs (Fig. 35). Bei breiten Thoren mufs jede Blechtafel auch in ihrer Längsrichtung ein oder mehrere Male gestofsen werden: also sind auch lotrechte Stöfse nötig (Fig. 34). Man legt dieselben gern auf die zwischen den

Fig. 34. *Plehnendorfer Schleuse.* M. 1:40 bezw. 1:200.



Riegeln etwa angeordneten lotrechten Aussteifungen; doch kann man sie auch ohne solche Aussteifungen anbringen. Die lotrechten Stöfse können gegen einander in den verschiedenen Hauptfeldern versetzt werden (Fig. 34 und 35) oder in der ganzen Höhe durchlaufen.

Werden anstatt wagerechter Riegel lotrechte Pfosten verwendet, wie dies neuerdings mehrfach geschehen ist, so legt man die Hauptstöfse lotrecht und auf die einzelnen Pfosten; aufserdem werden aber auch wagerechte Stöfse angeordnet, um dem Bedürfnis entsprechend in den verschiedenen Höhen verschiedene Blechstärken ausführen zu können. Auch bei wagerechten Riegeln hat man lotrechte durchlaufende Stöfse gewählt (Fig. 36).

Nach vorstehendem ist für die Anordnung der Stöfse diejenige des Gerippes mafsgebend.

Die Abmessungen der Blechtafeln wähle man so, dafs das Gewicht einer einzelnen Tafel nicht gröfser als 300 bis 350 kg wird; gröfsere Mafse bedingen höhere Einheitspreise. Man nehme die Breite der Bleche etwa bis zu 1 m. Die ausgeführten Thore weisen Längen der Tafeln von 2,0 m, 3,0 m bis 5,5 m, Breiten von 0,8 bis 1,0 m auf.

Einzelheiten der Stöfse. Die Blechtafeln werden meistens in eine Ebene gelegt; die Deckung der Stöfse erfolgt alsdann gewöhnlich durch Laschen von gleicher oder nahezu gleicher Stärke, wie diejenige der zu stofsenden Blechplatten ist. Man kann aber auch die Bekleidungsbleche in verschiedenen Ebenen anordnen, derart, dafs das Bekleidungsblech des einen Riegelfeldes diejenigen der beiden benachbarten Riegelfelder überdeckt (Fig. 34 und 35), welche dann um eine Blechstärke tiefer liegen, als das erstere und direkt auf den Riegeln befestigt sind. Eine Materialersparnis ist mit dieser Anordnung nicht verbunden.

Fig. 35. *Docks zu Willemsoord.* M. 1:200.

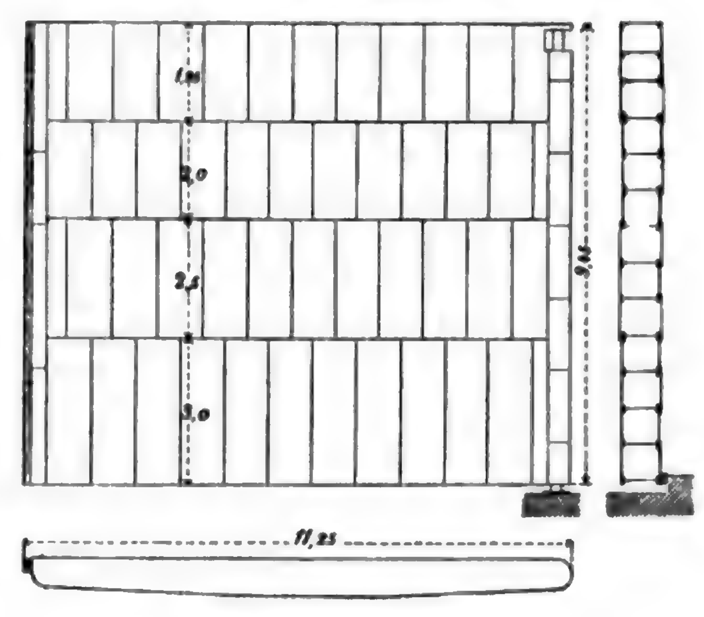


Fig. 36. *Schleuse bei Oberlahnstein.*

Fig. 36 a. M. 1:133.

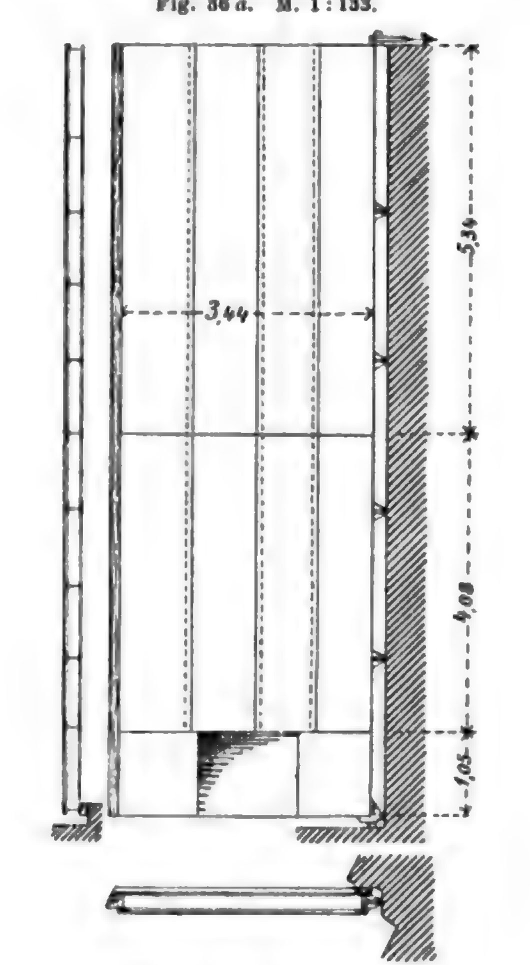
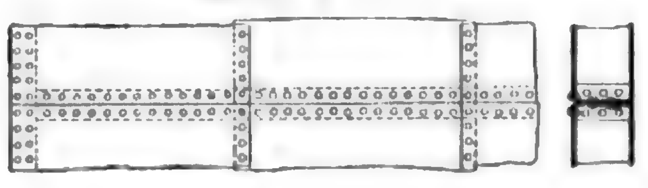


Fig. 36 b. M. 1:





Diese Konstruktion ist hauptsächlich bei den wagerechten Stöfsen ausgeführt; sie kommt aber auch bei lotrechten Stöfsen vor (Fig. 36). Unter die übergreifenden Tafeln müssen hier an den Verbindungsstellen mit den Riegeln Futterstücke gelegt werden; man hätte auch die Tafeln sämtlich in dieselbe Ebene legen und die Ränder aufbiegen können.

Die Vernietung ist nach den gewöhnlichen Nietregeln vorzunehmen, sodafs die zulässigen Inanspruchnahmen der Niete auf Abscheren und auf Druck in der Lochleibung nicht überschritten werden. Grofser Wert ist hier aber auch auf dichte Nietung zu legen; man darf deshalb die Nietentfernungen nicht zu grofs nehmen. Nennt man den Nietdurchmesser d, die Stärke der zu verbindenden Bleche je $= \delta$, den Abstand der Nietmitte vom Rande des nächsten Bleches e_1, den Nietabstand in der Nietreihe e, so kann man annehmen:

$$d = 2\,d,\quad e_1 = 1{,}5\,d,\quad e = 2{,}5\,d \text{ bei einfacher Vernietung,}$$
$$e = 3{,}5\,d \text{ bei doppelter Vernietung.}$$

Abstand der Nietreihen bei zweifacher Vernietung: $e_2 = 3\,d$.

Daraus ergeben sich die Breiten der Laschen; bei einfacher Vernietung jederseits ist die Laschenbreite $= 6\,d$, bei zweifacher: $12\,d$.

Um einen dichten und sauberen Schlufs zu erzielen, lasse man die Bleche am Stofs hobeln; wo lotrechte und wagerechte Laschen aneinanderstofsen, ordne man dieselben nicht stumpf, sondern etwas schräg einander übergreifend an. — Die Stöfse der Bleche und die Nähte der Laschen, sowie alle Nietköpfe sollten Eisen auf Eisen wasserdicht verstemmt werden; keinenfalls darf ein Verschmieren mit Mennige oder dergleichen zum Zwecke der Dichtung vorgenommen werden.[10])

Bei den neuen eisernen Thoren für die Schleuse der transatlantischen Dampfer zu Havre[11]) hat man statt der Riegel lotrechte Pfosten angeordnet, deren wagerechter Schnitt einen Blechträgerquerschnitt mit Blechlamellen zeigt. Diese Blechlamellen sind so breit gewählt, dafs aufserhalb der Winkeleisen noch jederseits eine Nietreihe gesetzt werden kann, mittels deren die zwischen die Pfosten gesetzten Bekleidungsbleche an den Pfosten befestigt sind (Fig. 37). Die lotrechten Blechtafeln der Bekleidung sind noch mehrfach gestofsen, sodafs verschiedene Blechstärken in den verschiedenen Höhen verwendet werden konnten.

Fig. 37.
Schleuse zu Havre.
M. 1:20.



Man könnte dieser Konstruktion vorwerfen, dafs die Verbindungsniete durch die Belastung in der Längsrichtung des Schaftes auf Zug beansprucht werden und der Wasserdruck auf das Öffnen der Fugen hinwirkt; diese geringen Nachteile werden aber durch den Vorteil weit überwogen, dafs gerade durch diese Anordnung eine grofse Einfachheit erreicht wird.

Die Verwendung verhältnismäfsig kleiner Bleche kann eine nicht unbedeutende Gewichtsvermehrung durch Laschen zur Folge haben; je nach der Anordnung beträgt das Laschengewicht bis zu 27% oder 30% der Bekleidungsgewichte. Unter Umständen kann es demnach billiger werden, gröfsere Bleche zu verwenden und am Laschengewicht zu sparen. — Rechnet man im Mittel für die Laschen und Nietköpfe 20% dem Be-

---

[10]) Der Bau der zweiten Hafen-Einfahrt zu Wilhelmshaven. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1891, S. 353.

[11]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 743. — Ann. des ponts et chaussées 1887, II. S. 418.

kleidungsgewicht hinzu, so beträgt das Gewicht einer einseitigen, ebenen Blechbekleidung für das Quadratmeter abgerundet in Kilogramm:

$$g' = 94\,\delta.$$

δ ist die Blechstärke in cm; für vorläufige Überschläge kann ein Mittelwert von δ eingesetzt werden.

Mängel der ebenen Eisenbekleidung. Gegen die ebene Eisenbekleidung wird angeführt, dafs dieselbe auf Dauer nicht dicht erhalten werden könne, was besonders bei den Schwimmthoren bedenklich sei. Die meist recht schwache Bekleidung bewege sich unter der Einwirkung der Belastungen mehr als das Gerippe; infolge dessen müfsten auch gewöhnlich die Niete ausgewechselt werden, ehe sie abgenutzt seien. Ferner hat die Eisenbekleidung geringe Widerstandsfähigkeit gegen Stöfse von Schiffen und antreibenden Körpern; auch ist die etwa nötige Reparatur oder Auswechselung eine umständliche, zeitraubende und kostspielige Arbeit, weil sie gewöhnlich durch nicht am Orte befindliche Fabriken ausgeführt werden mufs. An der See ist ein weiterer Nachteil, dafs es bislang nicht gelungen ist, einen dauernd schützenden Anstrich herzustellen. Auch sollen nach einem französischen Berichte[12]) durch Einwirkung von Muscheltieren Löcher in der eisernen Bekleidung entstanden sein, welche die Bekleidung unbrauchbar machten. Wo keine Muscheln safsen, war das Blech gut.

Die angeführten Mängel dürfen nicht dazu führen, die eiserne Bekleidung zu verlassen: für eine grofse Zahl von Thoren, insbesondere für grofse Schwimmthore, ist sie unentbehrlich. Man mufs vielmehr dahin streben, die Mängel zu beseitigen, was durch Verwendung genügend starker Bleche und besondere Vorkehrungen an denjenigen Stellen geschehen kann, die den Stöfsen besonders ausgesetzt sind. Arbeiten, um einen guten Eisenschutz im Flufs- und Seewasser zu erreichen, sind in die Hand genommen und es ist zu hoffen, dafs dieselben zu befriedigenden Lösungen führen.[13]) An vielen Stellen dürfte Verzinkung des Eisens helfen; die neuen eisernen Thore für die Schleuse der transatlantischen Dampfer zu Havre sind verzinkt, die Niete nicht; doch sollen sich in solchen Fällen die Nietköpfe bei Seebauten rasch mit einer Zinkhaut überziehen. — Für weniger grofse Schleusenthore, welche der Binnenschiffahrt dienen, dürfte sich aber die Anwendung hölzerner Bohlenbekleidung sehr empfehlen; die Gründe dafür sind oben (§ 11) bereits angegeben.

Um Thore mit eiserner Bekleidung gegen Stöfse widerstandsfähig zu machen, empfiehlt der Verfasser die Verwendung von Buckelplatten in derjenigen Zone des Thores, in welcher Stöfse vorkommen können; dieselben sind als sogen. stehende Buckelplatten zu verwenden, indem sie nach derjenigen Seite die Wölbung kehren, von welcher die Stöfse zu erwarten sind, gewöhnlich nach dem Oberwasser hin. Wenn man deren Blechstärke ebenso grofs nimmt, wie diejenige des ebenen Bleches sein müfste, so kann man auf reichlichen Überschufs an Sicherheit rechnen.

c. Bekleidung mit Wellblech oder Buckelplatten.

Die Bekleidung mit flachem oder Träger-Wellblech kann in nachstehend beschriebener Weise vorgenommen werden.

Die Tafeln werden bei der üblichen wagerechten Riegelanordnung als stehende zu verwenden sein, d. h. die Längenausdehnung der Tafel fällt in die lotrechte Richtung.

---

[12]) Ann. des ponts et chaussées 1882, I. S. 650.

[13]) Verhandlungen des Vereins zur Beförderung des Gewerbefleifses in Preufsen 1889, S. 21. Preisausschreiben für die beste Untersuchung der gebräuchlichen Eisenanstriche.

Die üblichen Tafellängen von bis etwa 4 m (es kommen Längen bis 6 m in den Handel) und Breiten bis etwa 0,6 m bedingen die Rücksichtnahme auf Stöfse. Die Längsstöfse werden zweckmäfsig, wie bei den Dachdeckungen aus Wellblech, in die Wellenberge gelegt, damit die Nietköpfe nicht an den Riegeln hinderlich sind; die beiden Nachbartafeln überdecken einander um 40—60 mm. Damit diese Überdeckung möglich sei, ist an jeder Langseite der Tafel ein zu der Nutzbreite hinzukommender Überstand von 20 bis 30 mm vorhanden. — Die Querstöfse (d. h. die wagerechten Stöfse) kann man mit Wellenblechlaschen nach Fig. 38 anordnen, sodafs die beiden Tafeln stumpf vor einander stofsen und der Stofs durch ein Wellenblech von demselben Kaliber, wie die Tafeln gedeckt wird. Den Querstofs lege man möglichst nahe über einen Riegel und verwende jederseits zwei Nietreihen bei der Lasche. Den Nietabstand bei den Längsstöfsen wähle man nicht gröfser als 6 bis 8 cm. Ein Nietdurchmesser von 8 bis 10 mm genügt, je nach der Stärke des Wellenbleches. Man kann auch die Dichtigkeit an den Stöfsen durch Einlegung einer dünnen Liderschnur (Hanfseil, Sackleinen oder Segeltuchstreifen), welche mit Mennigkitt getränkt ist, erreichen.

Wenngleich die Temperaturunterschiede, denen die Bekleidung unterworfen ist, wesentlich geringer sind, als bei den Bedachungen aus Wellblech, so wird man doch auch hier die Verbindung der Bekleidung mit den Riegeln derartig wählen, dafs die Bekleidung eine ausreichende Beweglichkeit hat; man wird die Tafeln deshalb nicht mit den sämtlichen Riegeln vernieten. Eine feste Verbindung ist nur an dem untersten Riegel, an der Wendesäule und an der Schlagsäule nötig — um dichten Schlufs zu erzielen — und zulässig. Zur Verbindung mit den Riegeln verwende man die sogen. Haften, Bügel aus verzinntem oder verzinktem Eisenblech, welche mit den Wellblechtafeln fest verbunden werden und derartig hinter die Vorsprünge der Riegel greifen, dafs sie ein Lostrennen der Bekleidung von den Riegeln verhindern (Fig. 38), dabei aber Beweglichkeit in gewissem Mafse gestatten. Die Haften werden mit den Wellenbergen oder Wellenthälern vernietet, aus 3,5 bis 6 mm starkem, verzinktem Eisenblech, 30—50 mm breit, hergestellt, der Teil der Haften, welcher sich an die Welle legt, wird nach der entsprechenden Fläche gebogen (Fig. 38). Es genügt, an jedem Riegel jede Tafel mit zwei Haften zu versehen. Für jede Hafte genügt ein Niet von 6 mm Durchmesser. — Am untersten Riegel, dem Drempelriegel, kann man die in Fig. 39 angegebene Anordnung wählen, welche der bei den Schleusenthoren des Oder-Spree-Kanals angewendeten[14]) nachgebildet ist. Dieser Riegel erhält eine gröfsere Höhe, als die anderen Riegel und nimmt ein entsprechend geformtes Gufsstück auf, in welches sich das Wellblech setzt. Die Dichtung zwischen dem Gufsstück und dem Riegel sowie zwischen Wellblech und Gufsstück wird durch in Mennigkitt getränktes Hanfseil oder Sackleinen vorgenommen. Praktische Rücksichten machen die Verwendung von Wellblechen mit grofsen Wellenbreiten (120 mm und mehr) wünschenswert, da man sonst die Bolzen zur Verbindung des Gufsstückes mit dem Wellblech nicht gut anbringen kann. Man kann aber auch den untersten Riegel von demselben Profil machen, wie die übrigen Riegel und mit einem Z-förmigen Gufsstück zur Aufnahme der Wellblechbekleidung versehen (Fig. 39, untere Figur). — Die Verbindung des Wellblechs mit der Wende- und Schlagsäule macht keine Schwierigkeit; dieselbe kann nach Fig. 38 dadurch erzielt werden, dafs das Wellblech an dieser Stelle der Länge nach in die Ebene gebogen und mit der betreffenden Säule vernietet wird; ein aufgelegtes Blech vergröfsert die Dichtigkeit. In gleicher Weise wird der Anschlufs an die Schützenpfosten bewirkt.

---

[14]) Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 379.

Fig. 38. *Projekt.* M. 1 : 12½.

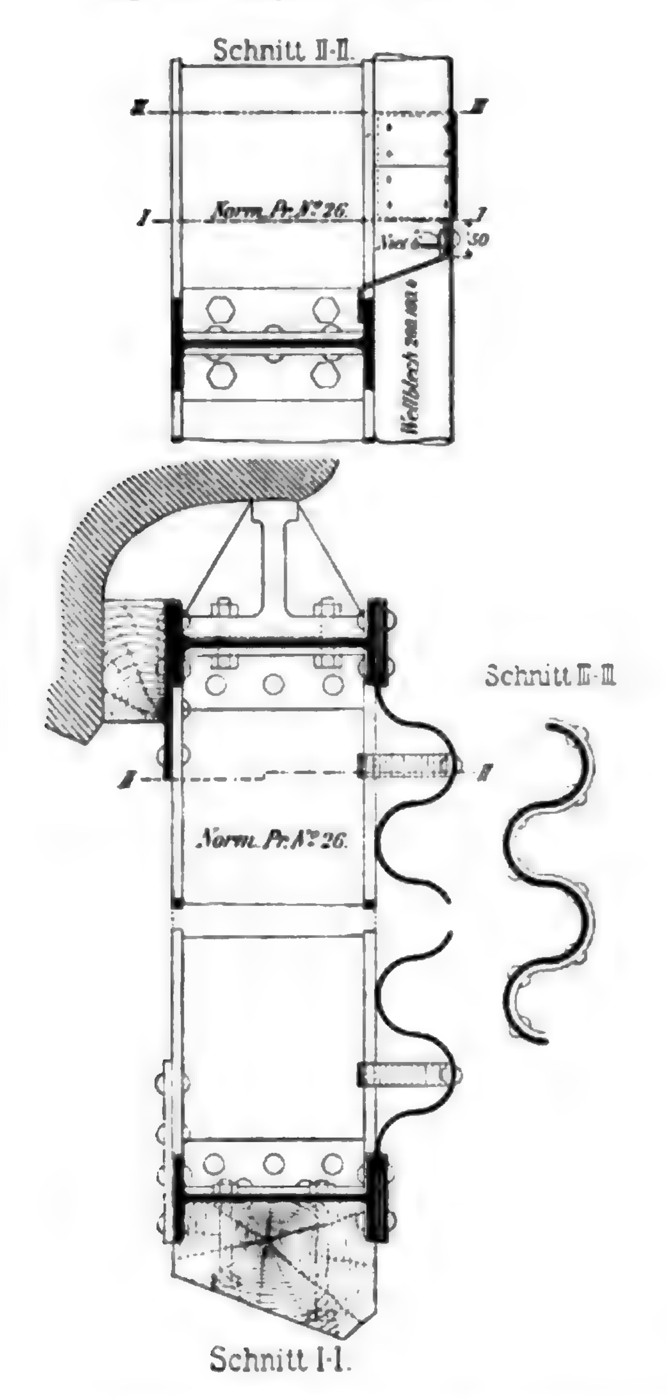
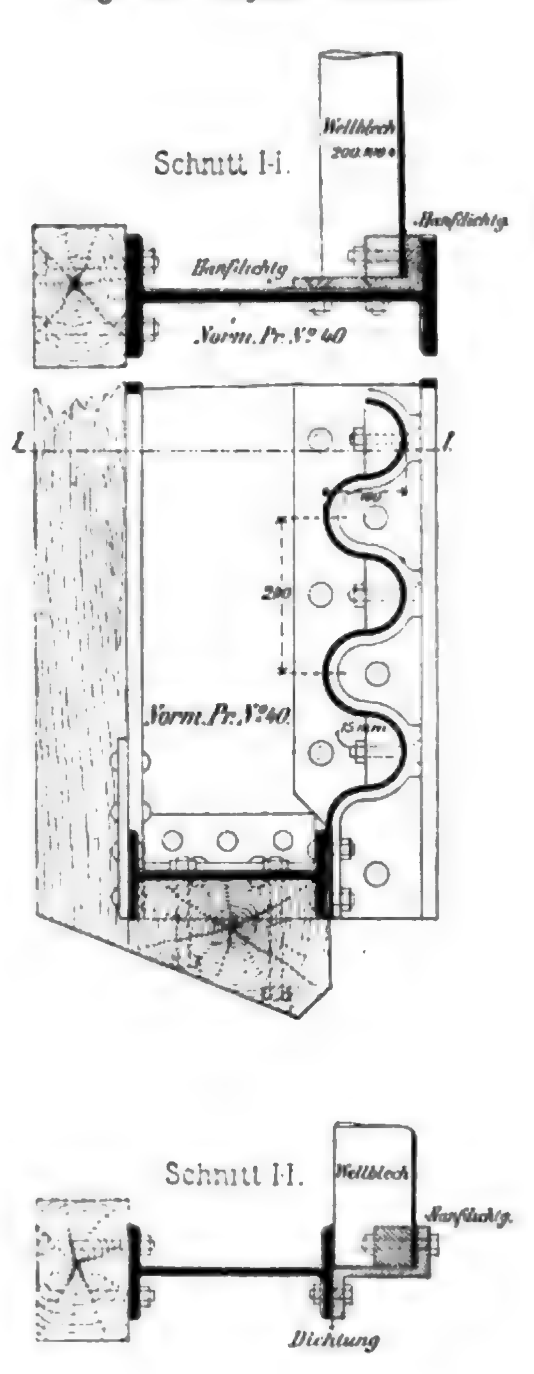


Fig. 39. *Projekt.* M. 1 : 12½.



Wenn die Bekleidung aus Buckelplatten hergestellt werden soll, so mufs das Gerippe den Platten auf ihren vier Seiten Auflager bieten. Zwischen die Riegel müssen dann lotrechte Zwischenträger gesetzt werden, welche aus T-Eisen oder Gitterträgern und dergl. hergestellt werden können; sind an Stelle der Riegel lotrechte Pfosten verwendet, so werden zwischen diese wagerechte Zwischenträger gesetzt. Jedenfalls empfiehlt es sich, die Buckelplatten auf allen vier Seiten mit dem Gerippe zu vernieten. — Die Berechnung der Buckelplatten ist sehr schwierig; eine genaue Theorie der Tragfähigkeit derselben ist noch nicht bekannt. Für die praktischen Bedürfnisse dürfte sich das nachstehende Verfahren empfehlen: Nach Versuchen von **Bauschinger** kann man annehmen, dafs diejenige in der Mitte einer quadratischen Buckelplatte wirkende konzentrierte Last D', bei welcher das Durchschlagen der Platte beginnt, die Gröfse hat: $D' = 132 \frac{f \cdot \delta}{a}$, in welcher Formel a die Seitenlänge des Quadrats in Metern, f die Pfeilhöhe der Buckelplatte in Metern, δ die Stärke der Platte in Centimetern bedeutet.

D' ist die Last in Tonnen.[15]) Nimmt man gegenüber dieser Inanspruchnahme eine dreifache Sicherheit als ausreichend an, so dürfte der Buckelplatte eine konzentrierte Last zugemutet werden

$$D = 44 \frac{f \cdot \delta}{a} \text{ Tonnen.}$$

Die gesamte Belastung, welche auf eine quadratische Buckelplatte von der Seitenlänge a entfällt, hat, wenn die obere Seite der Platte um h unter dem Oberwasser liegt, die Gröfse:

$$P = \gamma h a^2 + \frac{\gamma a}{2} a^2 = \frac{\gamma a^2}{2} (2 h + a).$$

Man wird nicht zu günstig rechnen, wenn man annimmt, dafs eine in der Mitte konzentrierte Last $\frac{P}{2}$ wenigstens die gleiche ungünstigste Inanspruchnahme hervorruft, wie die wirkliche Belastung. (Bei einem Balken auf zwei Stützen erzeugt bekanntlich eine in der Mitte konzentrierte Belastung $\frac{p a}{2}$ das gleiche Maximalmoment, wie die gleichförmig über den Balken verteilte Last $p a$.) Man wird also mit genügender Sicherheit setzen können:

$$D = \frac{P}{2}, \text{ d. h. } \frac{44 \cdot f}{a} \delta_{cm} = \frac{\gamma a^2}{4} (2 h + a).$$

Die Längenmafse auf der rechten Seite der Gleichung sind in Metern, γ in Tonnen f. d. cbm einzuführen; demnach ist $\gamma = 1$ t und man erhält:

$$\delta_{cm} = \frac{a^3 (2 h + a)}{176 f} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 41.$$

Beispiel. Es sei $a = 1$ m, $f = 0{,}07$ m und der Reihe nach

	$h = 2{,}0$	3,0	4,0	5,0 m,
so wird $\delta = \frac{2h+1}{12{,}32}$, d. h.	$\delta = 0{,}4$	0,57	0,73	0,9 cm.

Unterhalb des Unterwassers ist, wenn der Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser mit h' bezeichnet wird, $P = \gamma a^2 h'$, und man erhält unter den gleichen Annahmen wie oben:

$$\frac{44 \cdot f}{a} \delta_{cm} = \frac{\gamma a^2 h'}{2}, \quad \delta_{cm} = \frac{\gamma a^3 h'}{88 f} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 42.$$

Sei $h' = 5$ m, $a = 1$ m, $f = 0{,}07$ m, so wird $\delta = 0{,}8$ cm.

Die Berechnung der oberen Buckelplatten wird zweckmäfsig unter der Annahme vorgenommen, dafs dieselben den Stofs eines Schiffes aufzunehmen im stande sein müssen. Im Grenzfall darf die Stofskraft höchstens den Wert D' erreichen. Bis zu dieser Grenze wird man aber unbedenklich gehen dürfen, da diese Belastung nur eine ausnahmsweise auftretende ist.

§ 12. Die Aussteifungen der ebenen Blechbekleidung. Die zur Bekleidung dienenden ebenen Blechwände müssen meistens mit besonderen Aussteifungen versehen werden; die Längsaxen dieser Aussteifungen sind gewöhnlich senkrecht zu den Richtungen der Riegel, bezw. wo Pfosten statt der Riegel verwendet sind, senkrecht zu der Pfostenrichtung, im ersteren Falle also lotrecht, im zweiten wagerecht. Die Aussteifungen sind eigentlich nichts weiter, als Träger höherer Ordnung, welche die auf die Bekleidung wirkenden Kräfte aufnehmen und auf die Riegel bezw. Pfosten übertragen. Die Stärke der Bekleidung sollte, wenn man solche Verstärkungen anordnet, stets unter Berücksichtigung derselben bestimmt werden, etwa indem man die Bekleidung als Tafeln be-

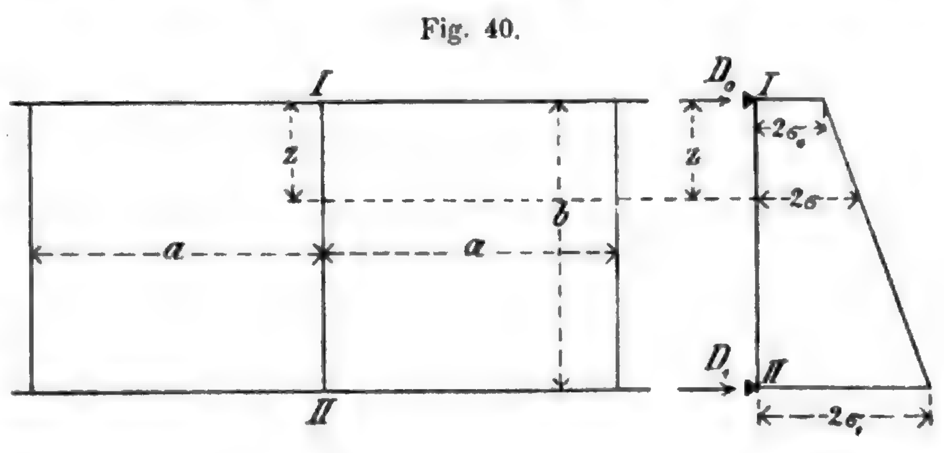
---

[15]) Handbuch der Ingenieurwissenschaften: Der Brückenbau. Zweite Abteilung, 2. Auflage, S. 192.

rechnet, die an allen vier Seiten aufliegen, wie in § 9, III. angegeben ist. Dieselben Kräfte, welche von dem betreffenden Träger als Gegendrücke auf die Bekleidung übertragen werden, sind bei Berechnung des Trägers als Lasten einzuführen. Danach ist die Berechnung der aussteifenden Träger wie nachstehend angedeutet vorzunehmen.

a. Lotrechte Aussteifung zwischen den Riegeln: beide Riegel liegen über dem Unterwasser. Der Abstand der beiden Riegel sei b, der Abstand der Aussteifungen a (Fig. 40), die Tiefe des oberen Riegels unter dem Oberwasser sei h. Auf die Aussteifung wird von jeder der beiden rechteckigen Nachbartafeln in der Tiefe z unter der Oberkante eine Last f. d. Längeneinheit übertragen:

Fig. 40.



$$\sigma = \sigma_0 + \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_0}{b}\right) z$$

(vergl. S. 30), zusammen also:

$$2\sigma = 2\sigma_0 + \frac{2(\sigma_1 - \sigma_0)}{b} z.$$

Die gesamte Belastung $P = \int_0^b 2\sigma\, dz$ erzeugt die Gegendrücke D_0 und D_1, welche an den Verbindungsstellen mit den Riegeln wirken:

$$D_0 = \frac{b}{3}(2\sigma_0 + \sigma_1), \qquad D_1 = \frac{b}{3}(2\sigma_1 + \sigma_0).$$

Im Punkte mit der Abscisse z wird dann ein Moment wirken:

$$\mathfrak{M}_z = D_0 z - \sigma_0 z^2 - \frac{(\sigma - \sigma_0) z^2}{3},$$

und wenn der oben angegebene Wert für σ eingeführt wird:

$$M_z = D_0 z - \sigma_0 z^2 - \frac{(\sigma_1 - \sigma_0) z^3}{3b}.$$

Der Gröfstwert von M_z tritt ein für $0 = D_0 - 2\sigma_0 z - \frac{(\sigma_1 - \sigma_0) z^2}{b}$, d. h. es ist:

$$z_{max} = -\frac{\sigma_0 b}{\sigma_1 - \sigma_0} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_0 b}{\sigma_1 - \sigma_0}\right)^2 - D_0 \frac{b}{\sigma_1 - \sigma_0}} = \frac{b}{\sigma_1 - \sigma_0}\left[-\sigma_0 \pm \sqrt{\sigma_0^2 + \frac{D_0(\sigma_1 - \sigma_0)}{b}}\right] \quad 43.$$

und

$$\mathfrak{M}_{max} = D_0 z_{max} - \sigma_0 z_{max}^2 - \frac{(\sigma_1 - \sigma_0) z_{max}^3}{3b} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 44.$$

Sei z. B. $a = b$, d. h. die Platte quadratisch, so ist nach § 9:

$$\sigma_0 = \frac{\gamma a}{16}(4h + a), \qquad \sigma_1 = \frac{\gamma a}{16}(4h + 3a),$$

$$D_0 = \frac{\gamma a^2}{3.16}(12h + 5a), \quad D_1 = \frac{\gamma a^2}{3.16}(12h + 7a).$$

$$z_{max} = \frac{1}{2}\left[-(4h + a) \pm \sqrt{(4h + a)^2 + 8ah + \frac{10}{3}a^2}\right].$$

Es sei: $a = 1$ m, und der Reihe nach $h = 1$ m, 2 m, 3 m, 4 m, 5 m, dann ist:

$$z_{max} = \frac{1}{2}\left[-(4h + 1) \pm \sqrt{(4h + 1)^2 + 8h + \frac{10}{3}}\right]$$

und in Zahlen bezw. $z_{max} = 0{,}501 \quad 0{,}5 \quad 0{,}5 \quad 0{,}5 \quad 0{,}5$

und $\mathfrak{M}_{max} = 114 \quad 156 \quad 219 \quad 281 \quad 344$ kgm.

Wählt man die zulässige Inanspruchnahme zu 750 kg/qcm, so müssen die Widerstandsmomente der betreffenden Aussteifungen bezw. sein:

$$\frac{J}{a} = 15{,}2 \qquad 20{,}8 \qquad 29{,}2 \qquad 37{,}5 \qquad 44{,}5 \text{ cm}^3.$$

Für die ersten beiden würde das breitfüfsige T-Eisen, Normalprofil No. $\frac{16}{8}$ ausreichend stark sein, dessen $\frac{J}{a} = 21{,}7$ cm³, dessen Gewicht eines laufenden Meters 23 kg beträgt; für das dritte Feld wäre das breitfüfsige T-Eisen, Normalprofil No. $\frac{18}{9}$ zu wählen, dessen $\frac{J}{a} = 30{,}5$ cm³, dessen Gewicht eines laufenden Meters 28,9 kg beträgt. In gleicher Weise können die für die anderen Aussteifungen zu wählenden Kaliber ermittelt werden.

b. Lotrechte Aussteifung zwischen den Riegeln: beide Riegel liegen unter dem Unterwasser. Wird hier die — nicht ganz zutreffende — Annahme gemacht, dafs die von der Aussteifung auf die Blechtafel übertragene Kraft D_3 (vergl. § 9, III., Fig. 31) sich gleichförmig über die Seitenlänge verteile, so ist die Belastung der Aussteifung durch die beiden hier zusammentreffenden Blechtafeln: $p = 2\frac{D_3}{b}$, und das Gröfstmoment in der b Meter langen Aussteifung:

$$\mathfrak{M}_{max} = \frac{p\,b^2}{8}.$$

Wird, ebenfalls nicht ganz richtig, $D_3 = \frac{\gamma\,h'\,a\,b}{4}$ gesetzt, so ergiebt sich $p = \frac{\gamma\,h'\,a}{2}$

und
$$\mathfrak{M}_{max} = \frac{\gamma\,h'\,a\,b^2}{16} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 45.$$

Dieser Ausdruck wird desto näher der Wirklichkeit liegen, je mehr das Rechteck sich dem Quadrat nähert; bei grofser Verschiedenheit beider Seitenlängen a und b ist er ziemlich ungenau.

Sei $h' = 5$ m, $a = b = 1$ m, so ist $\mathfrak{M}_{max} = \frac{\gamma \cdot 5}{16} = 312{,}5$ kgm $= 31\,250$ kgcm, und es mufs sein: $\frac{J}{a} = \frac{31\,250}{750} = 41{,}7$ cm³.

Normalprofil No. $\frac{20}{10}$ der breitfüfsigen T-Eisen mit $\frac{J}{a} = 41{,}8$ cm³ und $g = 35{,}4$ kg/m würde noch eben ausreichen.

c. Wagerechte Aussteifung zwischen Pfosten. Die Belastung der Aussteifung ist auf die ganze Länge gleichförmig und zwar überträgt für die Längeneinheit die untere Tafel eine Last σ_0, die obere Tafel eine Last σ_1, wobei σ_0 und σ_1 nach den Gleichungen 26 und 27 zu bestimmen sind; dabei ist aber zu beachten, dafs bei der oberen Tafel für h ein anderer Wert einzuführen ist, als bei der unteren Tafel. Setzt man nun $p = \sigma_0 + \sigma_1$, so ist das Gröfstmoment bei einer Tafelbreite a:

$$M_{max} = \frac{p\,a^2}{8}.$$

Für die Berechnung von σ_1 ist der frühere Wert h auch hier $= h$, für die Berechnung von σ_0 aber ist an Stelle des früheren h hier $h + b$ in die Gleichungen einzusetzen; demnach wird hier:

$$\sigma_0 = \frac{\gamma\,a\,b\,(3\,a\,h + 4\,a\,b + b\,h + b^2)}{2\,(a + b)\,(b + 3\,a)}, \quad \sigma_1 = \frac{\gamma\,a\,b\,(3\,a\,h + 2\,a\,b + b\,h + b^2)}{2\,(a + b)\,(b + 3\,a)}$$

und
$$p = \sigma_0 + \sigma_1 = \frac{\gamma\,a\,b\,(3\,a\,h + 3\,a\,b + b\,h + b^2)}{(a + b)\,(b + 3\,a)} = \frac{\gamma\,a\,b\,(3\,a + b)\,(b + h)}{(a + b)\,(3\,a + b)},$$

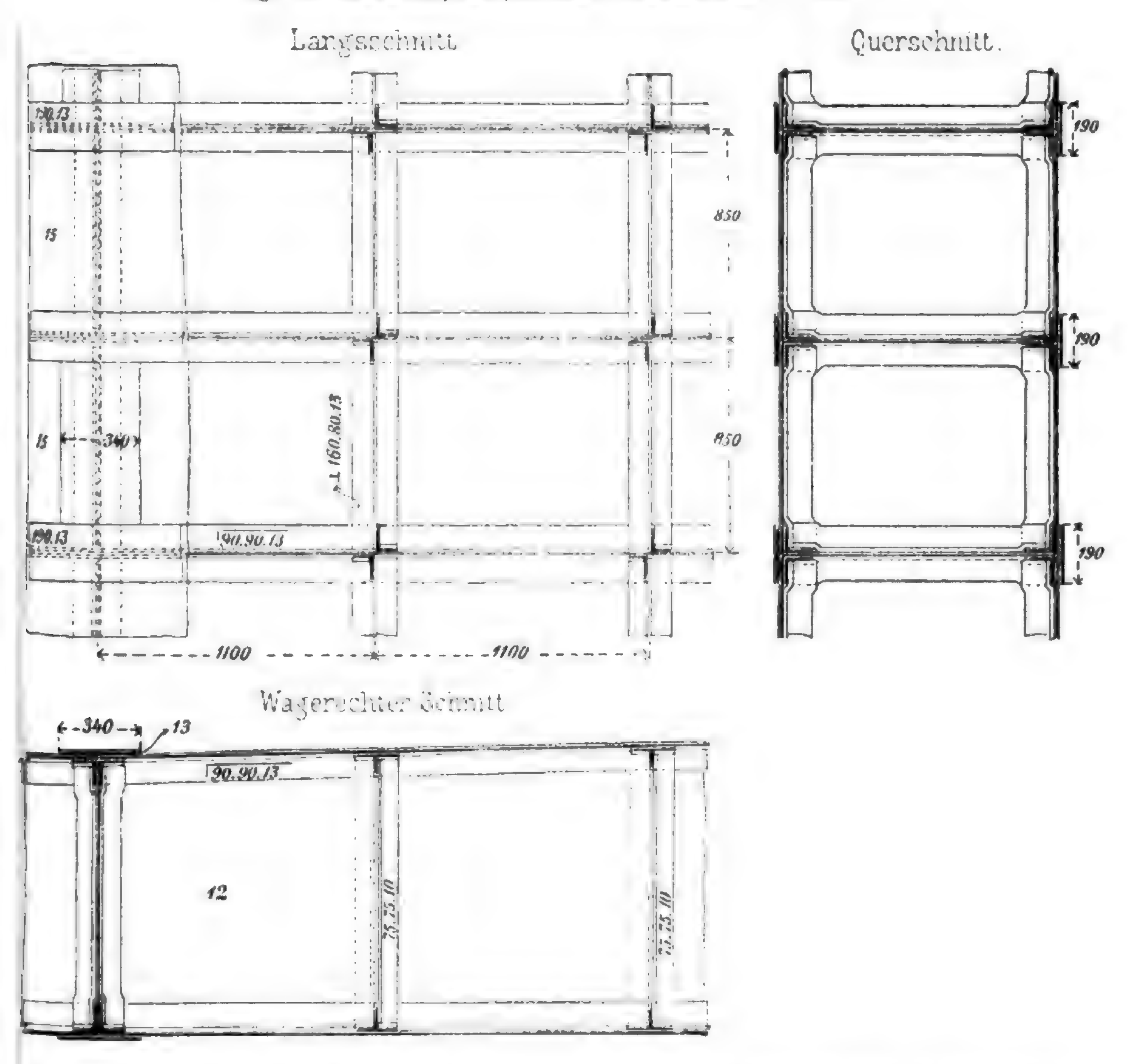
$$p = \frac{\gamma\,a\,b\,(b + h)}{a + b}.$$

Sei $h = 4$ m, $a = 1$ m, $b = 0{,}6$ m, so wird

$$p = 1725 \text{ kg} \quad \text{und} \quad \mathfrak{M}_{max} = 215{,}625 \text{ kgm} = 21\,562 \text{ kgcm}.$$

d. **Praktische Herstellung der Versteifung.** Wenn die Versteifungen, wie vorstehend empfohlen ist, als Träger höherer Ordnung hergestellt werden, so fällt damit die Unklarheit, welche vielfach in Betreff dieser Konstruktionsteile herrscht, nahezu vollständig fort und die Berechnung giebt Aufschlufs über die zweckmäfsigen Abstände und Abmessungen der Versteifungsträger. Bei ausgeführten Thoren findet man die Abstände der Versteifungen sehr verschieden gewählt, von 0,4 m bis etwa 1,1 m und mehr; bei $\frac{\text{geringen}}{\text{weiteren}}$ Riegel- bezw. Pfostenabständen werden die Versteifungsträger in den $\frac{\text{weiteren}}{\text{näheren}}$ Abständen angeordnet.

Fig. 41. *Zweite Hafeneinfahrt zu Wilhelmshaven.* M. 1 : 30.



Die Querschnitte sind meistens T-förmig; zweckmäfsig verwendet man breitfüfsige T-Eisen, damit man bequem zwei Reihen Niete anbringen kann (Fig. 41); wenn das Thor zwei Bekleidungen hat (bei Schwimmthoren), so verbindet man wohl die Aussteifungsträger beider Bekleidungen durch eine Blechwand; alsdann ordnet man statt der T-Eisen je zwei Winkeleisen an, zwischen welchen die Blechwand liegt. Damit

Fig. 42. *Nordsee-Kanal bei Amsterdam.* M. 1:50.

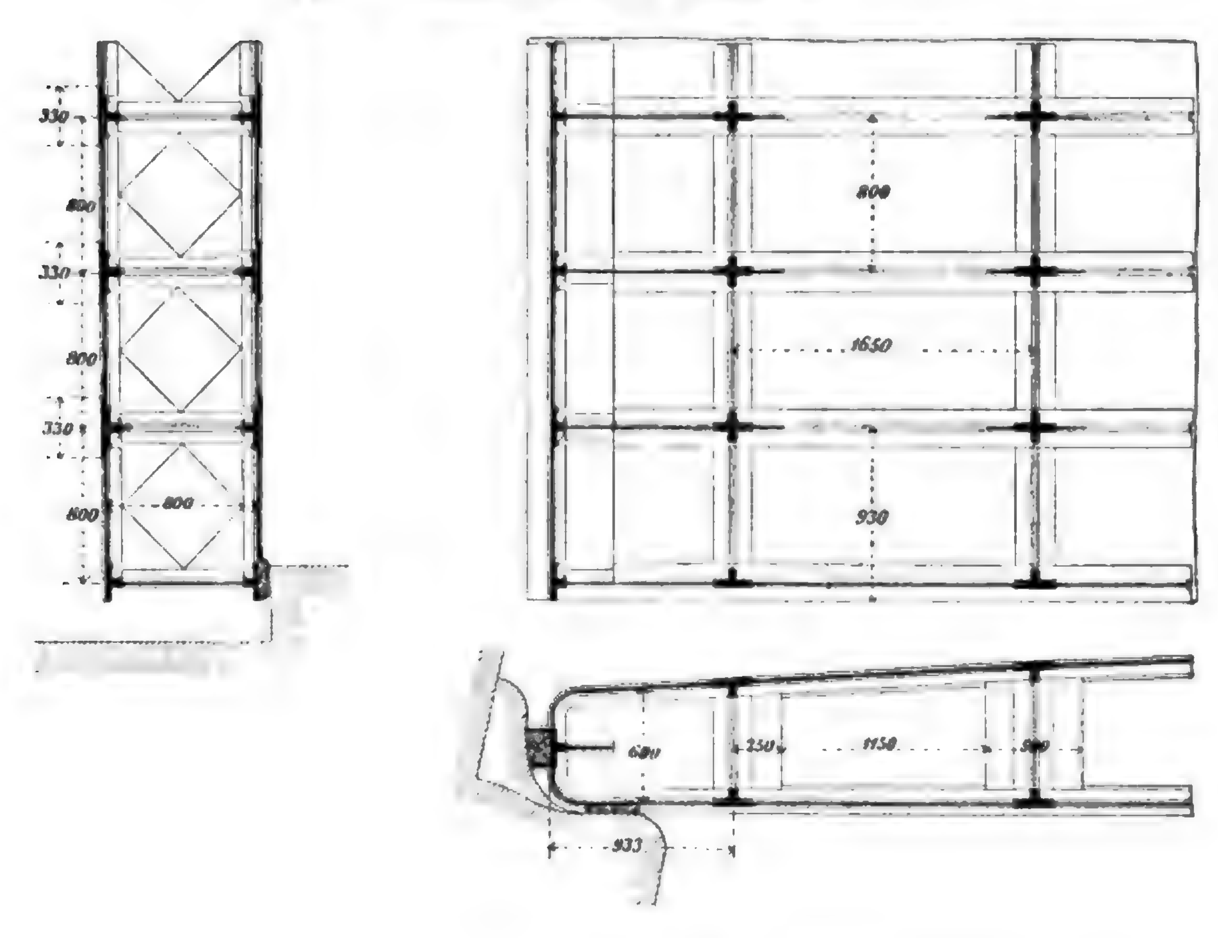


Fig. 43. M. 1:20.

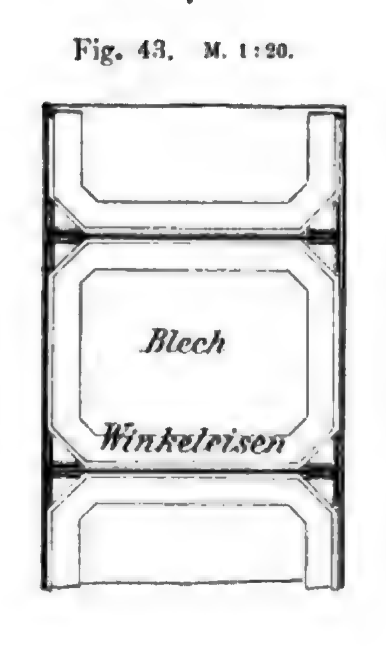


Fig. 44. *Geestemünde.* M. 1:10.

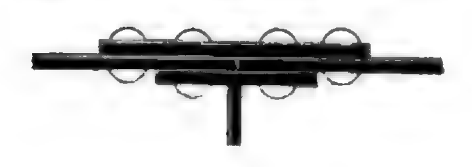
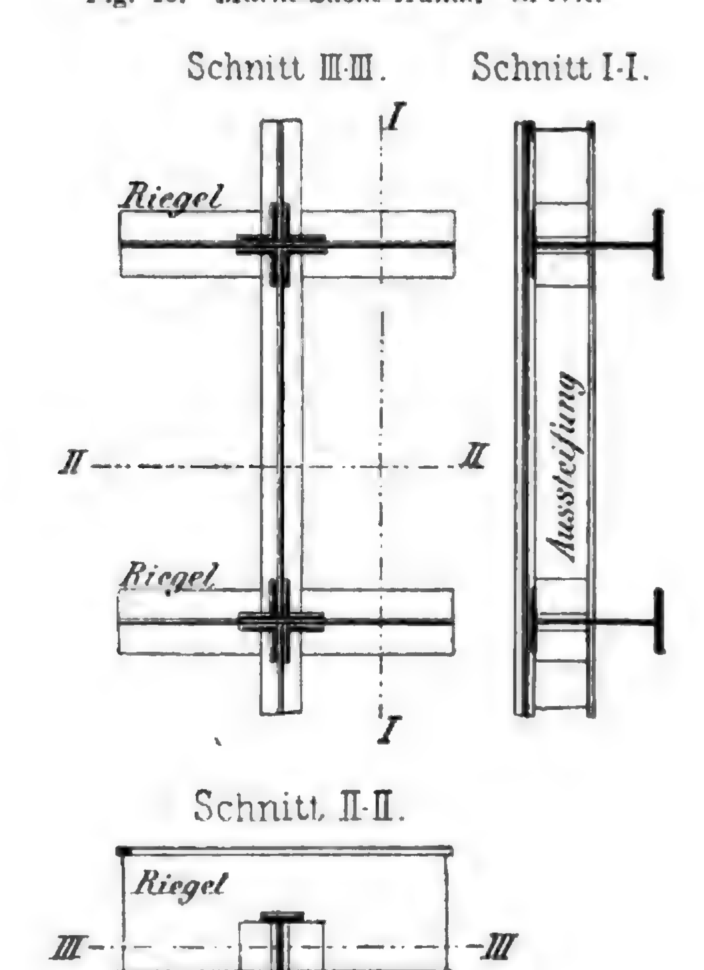


Fig. 45. *Marne-Saone-Kanal.* M. 1:15.

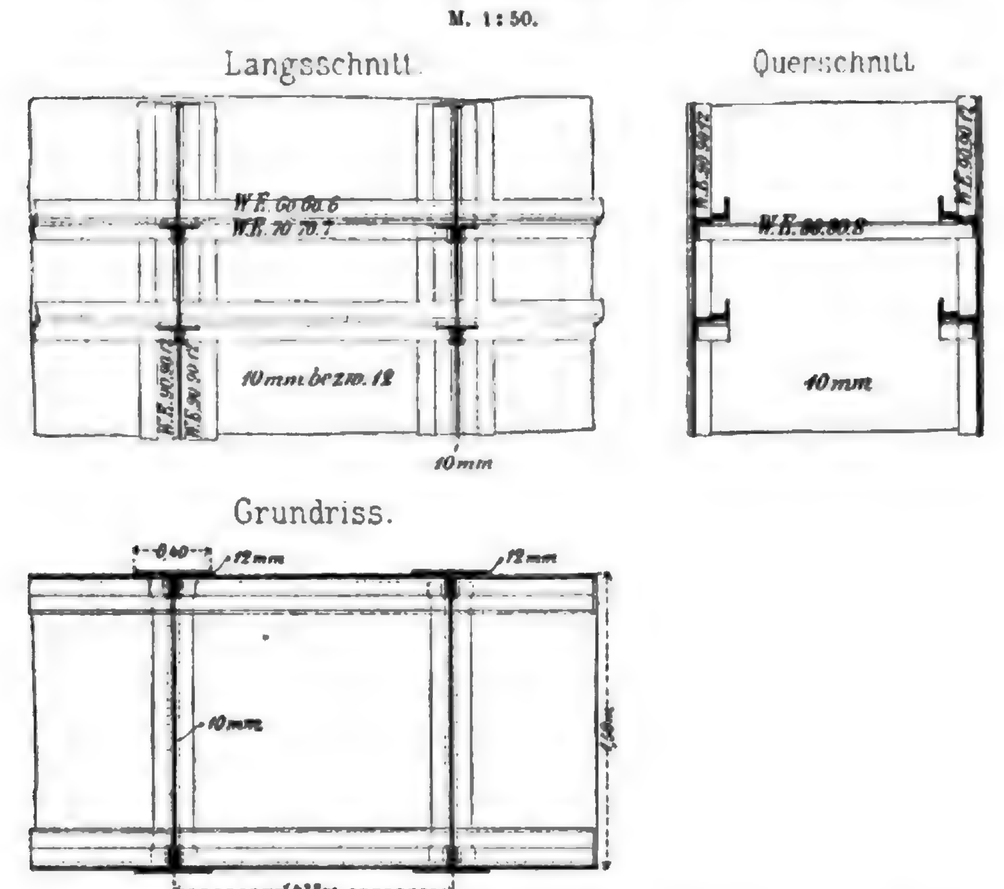


aber die zeitweilig mit Wasser zu füllenden Abteilungen nicht in zu kleine Teile zerlegt werden, ist die Blechwand ausgeschnitten (Fig. 42). In England setzt man zwischen die Riegel lotrechte Blechwände, welche mit Winkeleisen gesäumt sind (Fig. 43) und die Aussteifungsträger bilden. — Vielfach hat man die Aussteifungsträger an die Stofsstellen der Blechtafeln gelegt, bei welcher Anordnung die obigen Berechnungsannahmen mit der Wirklichkeit verhältnismäfsig gut übereinstimmen. Aufsen ist eine Stofslasche, innen ein T-Eisen angebracht (Fig. 44).

Statt der einfachen T-Eisen verwendet man zweckmäfsiger I-förmige Träger, welche bei Beanspruchung auf Biegung viel mehr leisten, als die T-Eisen. Solche Verwendung zeigen die Thore des Marne-Saone-Kanals (Fig. 45), bei denen sogar noch zwischen die erwähnten Aussteifungsträger einfache wagerechte T-Eisen als weitere Aussteifung eingespannt sind.

Fig. 46. *Schleuse für die transatlantischen Dampfer zu Havre.*

M. 1:50.



Die wagerechten Aussteifungen der neueren französischen Thore, bei welchen anstatt der Riegel Pfosten verwendet sind, haben einen Z-förmigen Querschnitt erhalten (Fig. 46), welcher aus Winkeleisen und Blech hergestellt ist. Gegen diese Form spricht die schiefe Lage der Hauptaxen, welche eine umständlichere Berechnung bedingen; vielleicht ist die C-Form vorzuziehen, bei welcher beide Winkeleisen nach einer Seite stehen (Fig. 47).

Fig. 47. M. 1:10.

Bei genügend naher Lage der Riegel bezw. Pfosten kann man in manchen Fällen die besonderen Aussteifungen entbehren und sich mit der Aussteifung begnügen, welche durch die Stöfse der Blechwand erzielt wird, sei es infolge der Überdeckung der Blechtafeln oder der Laschen. Ein solches Fehlen jeder besonderen Aussteifung zeigen die Schleusenthore bei Oberlahnstein (Fig. 36, S. 37).

Die Aussteifungsträger dienen nicht nur zur Unterstützung der Bekleidung, sondern auch zur Verringerung der für die Inanspruchnahme der Riegel (bezw. Pfosten) auf Zerknicken einzuführenden Berechnungslänge. Ob man durch Fortlassen der Versteifungen, Nähersetzen der Riegel bezw. Pfosten, eventuell gröfsere Bekleidungsstärke billiger konstruiert, als bei Verwendung von Versteifungen, ist in jedem Falle besonders zu untersuchen.

Die Versteifungen werden mit den Riegeln bezw. Pfosten durch Vernietung verbunden (Fig. 41 bis 47).

Das Thorgerippe nebst den Zapfen.

§ 13. Die Riegel. Die Aufgabe der Riegel (franz. *les entretoises*, engl. *the cross beams*) ist, die Belastungen, welche auf die Bekleidung wirken, aufzunehmen und nach den Seitenmauern der Schleusen zu übertragen. Ihre Beanspruchung ist eine zweifache: sie werden sowohl auf Biegung, wie in der Richtung ihrer Axe auf Druck beansprucht.

Berechnung. Die Belastung für die Längeneinheit des Riegels sei $= p$, die Länge des Riegels $= l$. Es soll angenommen werden, dafs die Last gleichmäfsig über die ganze Länge verteilt sei; die Gröfse von p kann nach § 7 und § 9 ohne Schwierigkeit je nach der für die Berechnung der Bekleidung gemachten Annahme gefunden werden. Die von dem betreffenden Riegel auf die Bekleidung ausgeübten Auflagerdrücke sind bei Berechnung des Riegels als belastende Kräfte einzuführen. Auf die Übertragung konzentrierter Lasten durch die Versteifungsträger kann ebenfalls Rücksicht genommen werden. In den meisten Fällen wird es für die Berechnung der Riegel genügend genau sein, wenn man als belastende Fläche denjenigen Teil der Druckfigur (Fig. 24, S. 21) einführt, welcher zwischen den die anschliefsenden beiden Riegelfelder halbierenden Wagerechten liegt. — Will man gröfsere Genauigkeit haben, so ermittele man den Gegendruck für das laufende Meter, welchen die einzelnen Riegel gegen die Bekleidung ausüben, indem man letztere (nach § 9, II.) als durchlaufenden Träger annimmt; dieser Gegendruck ist gleich der Belastung p des Riegels. Man erhält (Fig. 48):

Fig. 48.

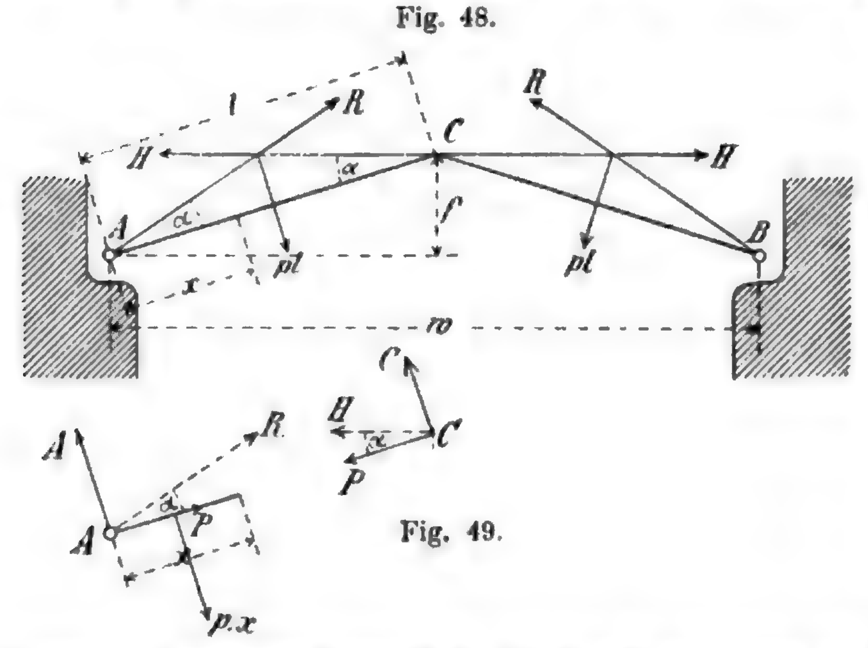


Fig. 49.

$$H = \frac{p\,l^2}{2\,f} = R.$$

R und H zerlegen sich je in eine Axialkraft P und in eine Querkraft A bezw. C. Es ist (Fig. 49):

$$P = H\cos\alpha = \frac{H\,.\,w}{2\,l} = \frac{p\,l\,w}{4\,f},$$

$$B = H\sin\alpha = \frac{H\,.\,f}{l} = \frac{p\,l}{2},$$

$$A = R\sin\alpha = \frac{p\,l}{2}.$$

Das Moment an beliebiger Stelle im Abstande x von A ist:

$$M_x = \frac{p}{2}(l\,x - x^2);$$

und der in der Mitte stattfindende Gröfstwert des Momentes ist:

$$M_{mitte} = M_{max} = \frac{p\,l^2}{8}.$$

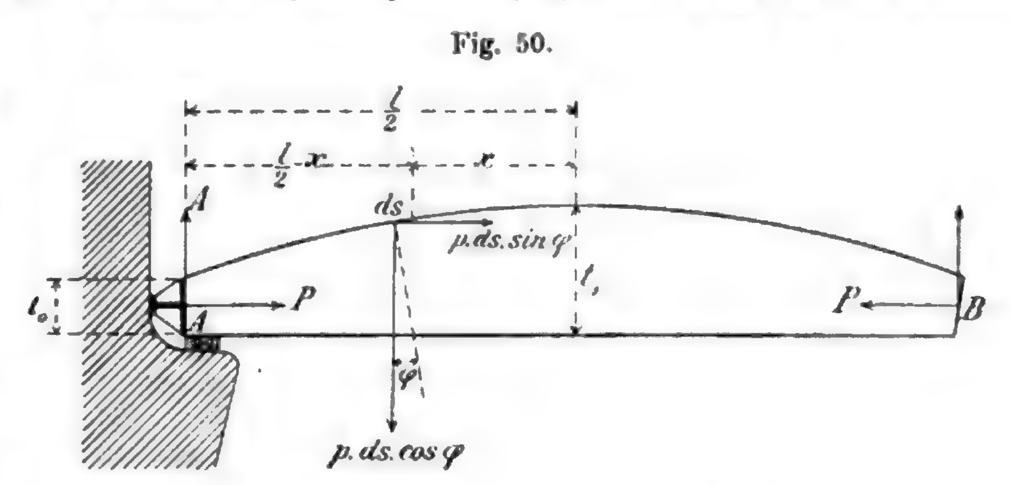
Die Bedingungsgleichung für die Querschnittsbildung heifst dann:

$$K = \frac{P}{F} + \frac{p\,l^2}{8\,\frac{J}{a}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 46.$$

F ist die Querschnittsfläche, $\frac{J}{a}$ das Widerstandsmoment des Mittenquerschnitts. K ist die zulässige Inanspruchnahme.

Die gröfste Druckbeanspruchung $N_{max} = \frac{P}{F} + \frac{p\,l^2}{8\,\frac{J}{a}}$ findet nur in den nach dem Oberwasser zu, weitest ab von der Schwerpunktsaxe gelegenen Querschnittspunkten statt; denn nur an dieser Seite der Axe erzeugen die Momente Druckbeanspruchungen, welche die durch die Axialkraft P erzeugten vergröfsern. An der anderen Seite der Schwerpunktsaxe erzeugen die Momente Zugbeanspruchungen, welche sich mit den durch die Axialkraft P verursachten Druckbeanspruchungen zum Teil aufheben. — Da hauptsächlich die Momente die Querschnittsgröfse bestimmen, so ist bei einigermafsen grofsen Thorbreiten ein konstanter Riegelquerschnitt nicht zweckmässig. Die Verschiedenheit des Trägheitsmomentes erreicht man entweder durch Veränderung der Gurtungsquerschnitte oder durch Veränderung der Riegelhöhe, oder durch beide Mittel. Es empfiehlt sich, die nach dem Unterwasser zu gekehrte Thor- und Riegelseite eben bezw. geradlinig (um geradlinigen Drempelanschlufs zu erhalten), die nach dem Oberwasser zu gekehrte Riegelseite gekrümmt anzuordnen. Dadurch erzielt man nicht nur gröfsere Höhen an denjenigen Stellen des Riegels, welche gröfsere Momente zu ertragen haben, sondern man verringert auch die Momente in günstiger Weise, wie sich aus nachstehender Betrachtung ergiebt: Die obere Riegelseite sei nach einem Kreisbogen gekrümmt, die Endhöhe des Riegels sei t_0, die Mittenhöhe t_1 (Fig. 50). Auf ein Bogenstück der Länge ds wirkt als Belastung $p\,ds$, und zerlegt sich in $p\,ds\,.\cos\varphi$ und $p\,ds\,.\sin\varphi$. Auf $p\,ds\,.\sin\varphi$, welches durch eine entgegengesetzt wirkende gleiche Kraft an symmetrisch liegender Stelle aufgehoben wird, soll keine Rücksicht genommen werden; nur auf $p\,ds\,.\cos\varphi = p\,dx$. Die Kräfte $p\,dx$ erzeugen ein Moment im Abstande x von der Mitte:

Fig. 50.



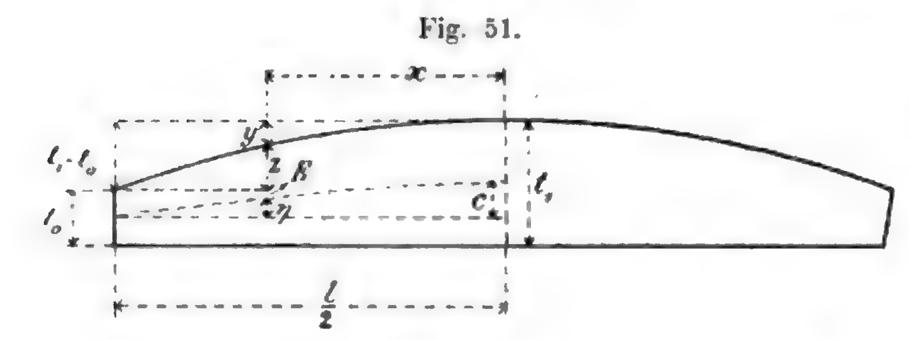
$$M'_x = \frac{p\,l}{2}\left(\frac{l}{2} - x\right) - \frac{p}{2}\left(\frac{l}{2} - x\right)^2 = \frac{p}{2}\left(\frac{l^2}{4} - x^2\right).$$

Dazu kommt noch das Moment infolge der Axialkraft P. Die Pfeilhöhe der Axe des Riegels ist $c = \frac{t_1 - t_0}{2}$, an beliebiger Stelle im Abstande x von der Mitte des Riegels

sei der Abstand der Kraft P von der Riegelaxe $= \eta$ (Fig. 51), so ist das Moment von P an dieser Stelle für die Riegelaxe $= -P\eta$; demnach das Moment für Punkt E:

$$M_x = \frac{p}{2}\left[\left(\frac{l}{2}\right)^2 - x^2\right] - P\eta.$$

Fig. 51.



Nun ist, wenn man statt des Kreisbogens mit geringem Fehler einen Parabelbogen einführt und unter C eine Konstante versteht:

$$x^2 = Cy,$$

$$\left(\frac{l}{2}\right)^2 = C(t_1 - t_0),$$

d. h.

$$\frac{4x^2}{l^2} = \frac{y}{t_1 - t_0}, \qquad y = \frac{4x^2}{l^2}(t_1 - t_0).$$

Es ist aber:

$$\eta = \frac{z}{2}; \qquad z = t_1 - t_0 - y = (t_1 - t_0)\left(\frac{l^2 - 4x^2}{l^2}\right);$$

mithin:

$$\eta = (t_1 - t_0)\left(\frac{l^2 - 4x^2}{2l^2}\right),$$

also:

$$M_x = \frac{p}{2}\left[\left(\frac{l}{2}\right)^2 - x^2\right] - P(t_1 - t_0)\left(\frac{l^2 - 4x^2}{2l^2}\right) \quad . \; . \; . \; . \; . \; 47.$$

Aus dieser Gleichung kann man für jeden Querschnitt das Moment ermitteln.

Am günstigsten ist es, wenn für alle Riegelquerschnitte das Moment den Wert Null hat, das ist bei obigen Annahmen der Fall, wenn

$$P(t_1 - t_0)\left(\frac{l^2 - 4x^2}{2l^2}\right) = \frac{p}{2}\left(\frac{l^2}{4} - x^2\right)$$

ist, oder mit $P = \frac{plw}{4f}$, wenn

$$\frac{plw}{4f}(t_1 - t_0)\left(\frac{l^2 - 4x^2}{2l^2}\right) = \frac{p}{2}\left(\frac{l^2 - 4x^2}{4}\right),$$

$$\frac{t_1 - t_0}{l} = \frac{f}{w} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; 48.$$

$\frac{f}{w}$ ist vielfach 1:5; würde also dann $(t_1 - t_0) = \frac{l}{5}$ gewählt, so brauchte der Riegel bei obiger Anordnung nur die Axialkraft P aufzunehmen. Die Endhöhe t_0 wird man mit Rücksicht auf die Wende- bezw. Schlagsäule wählen. — Das Grenzverhältnis $\frac{t_1 - t_0}{l} = \frac{f}{w}$ wird sich jedoch für die praktische Herstellung nicht empfehlen; die dem Oberwasser zugekehrte Thorseite wird im Grundrifs sehr stark gekrümmt, die oben für schwach gekrümmte Thore gemachten Voraussetzungen treffen nicht mehr zu, die Form der Thornischen wird eine ungünstige. Immerhin ergiebt die vorstehende Untersuchung, dafs es günstig ist, die Riegel nach der sogenannten halbparabolischen Form zu konstruieren.

In der Mitte des Riegels ist das Moment:

$$M_{\text{mitte}} = \frac{pl^2}{8} - P\left(\frac{t_1 - t_0}{2}\right) = \frac{pl}{8}\left[l - \frac{w(t_1 - t_0)}{f}\right].$$

Für $x = +\frac{l}{2}$ und $x = -\frac{l}{2}$ ist $M = 0$.

Die gröfsten Inanspruchnahmen im Mittenquerschnitt sind:

Gröfster Druck:

$$N_{min} = -\left[\frac{p\,l\left(l - \frac{w(t_1 - t_0)}{f}\right)}{8\left(\frac{J}{a}\right)} + \frac{p\,l\,w}{4\,f\,.\,F}\right] \qquad \ldots\ldots\ldots \quad 49.$$

Gröfster Zug:

$$N_{max} = \frac{p\,l\left(l - \frac{w(t_1 - t_0)}{f}\right)}{8\left(\frac{J}{a}\right)} - \frac{p\,l\,w}{4\,f\,.\,F}$$

Die Berechnung ist unter der Annahme vorzunehmen, dafs die gröfste Inanspruchnahme (absolut genommen) die zulässige Gröfse von $K = 800$ bis 1000 kg/qcm nicht übersteige.

Bei der Bestimmung des Querschnitts läfst man zweckmäfsig zunächst für die vorläufige Ermittelung die Axialkraft $P = \frac{p\,l\,w}{4\,f}$ unberücksichtigt, ermittelt also den Querschnitt aus der Gleichung:

$$\frac{J}{a} = \frac{p\,l\left(l - \frac{w(t_1 - t_0)}{f}\right)}{8\,K};$$

nachher untersuche man, welche Verstärkungen wegen der Axialkraft angebracht werden müssen. Es empfiehlt sich, bei der vorläufigen Berechnung von $\frac{J}{a}$ den Wert von K etwas kleiner einzuführen, als für die endgiltige Berechnung beabsichtigt ist. Den Querschnitt selbst wähle man so, dafs kleine Verstärkungen desselben ohne grundlegende Änderungen und weitläufige Rechnungen möglich sind, dafs dieselben durch Verbreiterung, Verstärkung (oder Vermehrung) der Deckenplatten leicht ausgeführt werden können.

Nicht unbeachtet darf beim Entwerfen der Riegel die Zerknickungsgefahr bleiben. Ein schmiedeeiserner, in seiner Axe auf Druck beanspruchter Stab darf bekanntlich höchstens einen Druck P erleiden, der sich aus dem Ausdruck bestimmt:

$$P = \frac{\alpha\,.\,E\,J\,\pi^2}{5\,\lambda^2}.$$

λ ist die freie Länge des Stabes, α ein Koefficient, der von der Endbefestigung des Stabes abhängt. α hat den Wert 1, wenn die Enden drehbar sind, den Wert 4, wenn die Enden als eingespannt betrachtet werden können. Der Wert 4 ist hier zu günstig, 1 ist ungünstiger als der Wirklichkeit entspricht; je nach der Art der Verbindung des Riegels mit Wende- und Schlagsäule wird sich α mehr dem einen oder anderen Werte nähern. Als guter Mittelwert wird vielfach $\alpha = 2$ gelten können. — Die Untersuchung ist auf die Gefahr des Ausknickens nach den beiden Hauptaxenebenen der Riegelquerschnitte zu führen, da von vornherein nicht feststeht, nach welcher Richtung am leichtesten Ausknicken eintreten wird; diese beiden Ebenen sind gewöhnlich die lotrechte und die wagerechte Ebene. Ausbiegen in der lotrechten Ebene ist eher zu erwarten, wenn — wie fast stets — das hierfür in Betracht kommende Trägheitsmoment kleiner ist, als dasjenige, welches für Ausbiegen in der wagerechten Ebene in Betracht zu ziehen ist. Dafür ist aber vielfach durch lotrechte Aussteifungen die freie Riegellänge für lotrechte Ausbiegung vermindert. Bei der Ausbiegung in wagerechter Ebene ist dagegen unter Umständen die ganze Thorbreite als Riegellänge einzuführen. Es mufs sein:

$$J_{min} = \frac{5\,P\,\lambda^2}{\alpha\,E\,\pi^2}.$$

Wird alles auf Tonnen und cm bezogen, so mufs sein:

$$J_{min} = \frac{5\,.\,P_{Tonnen}\,.\,\lambda_{cm}^2}{\alpha\,.\,2000\,.\,10} = \frac{P_{Tonnen}\,.\,\lambda_{cm}^2}{4000\,.\,\alpha}.$$

Führt man λ in Metern ein, so heifst die Bedingungsgleichung:

$$J_{min} = \frac{2,5 \cdot P_{Tonnen} \cdot \lambda_m^2}{\alpha} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 50.$$

Eine Verstärkung der Riegel wegen der Zerknickungsgefahr wird nur selten nötig sein; doch sollte man die Untersuchung zu führen nicht unterlassen.

Querschnittsformen der Riegel. Als Riegel werden Walzbalken oder aus Blechtafeln und Winkeleisen zusammengenietete Blechbalken verwendet.

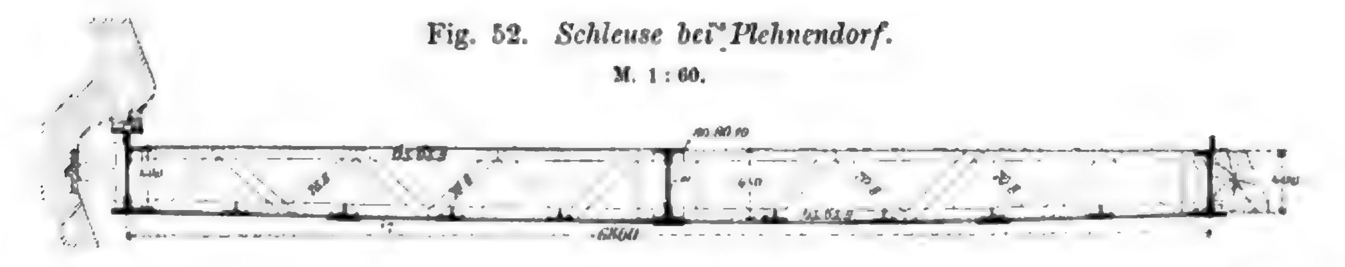
a. Die Walzbalkenriegel haben nahezu ausschliefslich den [-Eisen- und I-Eisen-Querschnitt; dieser Querschnitt hat auf die ganze Riegellänge gleiche Gröfse, das zu wählende Kaliber mufs also nach der meistbeanspruchten Stelle bestimmt werden. — Die Konstruktion des Thorgerippes läfst verschieden hohe Riegel in den verschiedenen Tiefen unter dem Wasserspiegel nicht als zweckmäfsig erscheinen, sodafs man vielfach für alle Riegel des Thores dasselbe Walzbalkenprofil verwendet. Man setzt dann wohl die unteren Riegel näher als die oberen oder macht alle Riegel so stark, wie der stärkste sein mufs. — Wenn bei den kleinen Kalibern der I-Eisen die Flanschbreite zur Anbringung zweier Nietreihen nicht ausreicht, so empfiehlt sich die Verwendung von [-Eisen und Anordnung einer Nietreihe. An die Stofsstelle legt man dann wohl einen aus Blechtafel und vier Winkeleisen genieteten Riegel, um die Überdeckung der Bekleidungstafeln zu vermeiden.

Für kleine und mittelgrofse Thorweiten sind Walzbalkenriegel empfehlenswert: sie gestatten einfache Konstruktion, sind billig und lassen sich gut und bequem mit Wende- und Schlagsäule verbinden. Der Natur der Sache nach empfehlen sie sich nur für ebene Thore. Das Verhältnis der Kaliberhöhe zur Riegellänge ist bei den verschiedenen Ausführungen sehr verschieden gewählt; man findet dasselbe von $^1/_8$ bis $^1/_{15}$.

b. Die Blechträgerriegel haben meistens den bekannten Blechträgerquerschnitt; das Stehblech liegt hier wagerecht, die Lamellen stehen lotrecht (Fig. 41 u. 43, S. 45 u. 46). Je nach der Grundrifsform des Thores hat der Riegel auf seine ganze Länge gleiche oder nach der Thormitte zunehmende Höhe (wagerecht gemessen). Oben ist nachgewiesen, dafs die gleiche Riegelhöhe für breite Thore nicht zweckmäfsig ist. Die Endhöhe t_0 der Riegel bestimmt sich wie gesagt aus dem Anschlufs an die Wende- und Schlagsäule; es mufs dort eine gute Verbindung möglich sein. Meistens ist die Höhe t_0 gleich den Querschnittshöhen der erwähnten beiden Säulen. — Die gröfsere Höhe in der Mitte wird erreicht durch einen trapezförmigen Grundrifs oder durch eine Riegelform, deren dem Oberwasser zugekehrte Gurtung nach einem Kreisbogen oder einer Parabel gekrümmt, deren andere Gurtung geradlinig ist (Fig. 50). Die Figuren 34, 35, 38, 41, 42, 43, 45 zeigen eine Anzahl Riegelquerschnitte von verschieden grofsen Thoren.

Fig. 52. *Schleuse bei Plehnendorf.*

M. 1 : 60.



Ausnahmsweise hat man auch die Riegel als Gitterträger konstruiert (Fig. 52).

Die Vernietung der Blechträgerriegel kann nach den für die Blechträger giltigen bekannten Regeln vorgenommen werden.

Das Stehblech wird in Stärken von 5 mm bis zu 15 mm und mehr verwendet; Stärken unter 6 mm dürften sich nicht empfehlen wegen raschen Verrostens. Die Winkeleisen kommen in Stärken von etwa ⌊60.60.8 bis ⌊100.100.10 und mehr vor.

§ 14. Der Drempelriegel oder Untertramen. Der unterste Riegel (franz. *l'entretoise inférieure*, engl. *the bottom cross beam*) liegt auf seine ganze Länge am Drempel an, ist also ganz unterstützt und hat keine Momente zu ertragen; er könnte demnach auch wohl schwächer sein, als die anderen Riegel. Seine Hauptaufgaben sind, den dichten Schlufs des Thores gegen den Drempel herzustellen, sanften Anschlag zu ermöglichen und die untere Begrenzung des Thorrahmens zu bilden.

Die Dichtung erfolgt fast ausnahmslos durch Holzbalken oder Holzbohlen, welche am Untertramen befestigt werden und sich gegen den gemauerten Drempel legen. — Das Dichtungsholz (franz. *la fourrure en bois*, engl. *the furring piece*) ist meistens Eichenholz; nach Franzius greift das Eichenholz durch seine Gerbsäure das Eisen an; Teakholz und Greenheartholz sollen ihres öligen Saftes wegen diesen Nachteil nicht haben. Zwischen Holz und Eisen legt man zur Erzielung gröfserer Dichtigkeit wohl eine Lage geteerten Filz.[16]) Auch hat man unter das Holz auf das Hauptblech ein besonderes, schwaches Blech (6 mm stark) gelegt[17]), um das Hauptblech vor dem Rosten zu schützen; das schwache Blech soll erst fortrosten können, ehe der Rost an die eigentlichen Konstruktionsbleche komme. Meistens begnügt man sich damit, das Dichtungsholz unmittelbar gegen das Mauerwerk schlagen zu lassen; bei den Thoren des Hafens von St. Nazaire hat man zur gröfseren Dichtigkeit Kautschuk am Drempel angebracht, welche Anordnung sich bewährt haben soll.[18])

Die Berührung zwischen dem Dichtungsholz und dem Drempel findet auch bei den nach dem Oberwasser zu gekrümmten Thoren neuerdings fast stets in einer Ebene statt; das Holz ist demnach geradaxig. Die Erzielung der Dichtigkeit ist dann viel leichter, als bei gekrümmtem Drempel. Zur Befestigung des Holzes am untersten Riegel werden Schrauben von etwa 20—25 mm Durchmesser mit in das Holz versenkten Köpfen verwendet; die Muttern sind auf dem Eisen und zugänglich anzuordnen, damit man nötigenfalls nachziehen kann (Fig. 53, 55, 56). Man sollte möglichst die Anordnung so treffen, dafs der Druck des unteren Riegels auf den Drempel übertragen wird, ohne dafs ein Torsionsmoment des Drempeldruckes auf den Riegel ausgeübt wird, dafs also die Riegelaxe und die Längsaxe des Dichtungsholzes in gleicher Höhe liegen. Die in den Figuren 54 und 57 gewählte Konstruktion ist also weniger zu empfehlen; sie verdankt ihre Entstehung wohl dem Bestreben, das Dichtungsholz gar nicht oder möglichst wenig vor die lotrechte Bekleidungsebene vortreten zu lassen. Jedenfalls mufs die Befestigung des nach unten vorspringenden Teiles am Thor so sein, dafs das auftretende Torsionsmoment ertragen werden kann. Die Anordnung der Fig. 58 hat den Nachteil, dafs der Innenraum des Kastens unter dem Thor nicht zugänglich ist. Besser ist die Verwendung einer Konsole nach Fig. 54.

Fig. 53. *Oberlahnstein.*
M. 1 : 15.

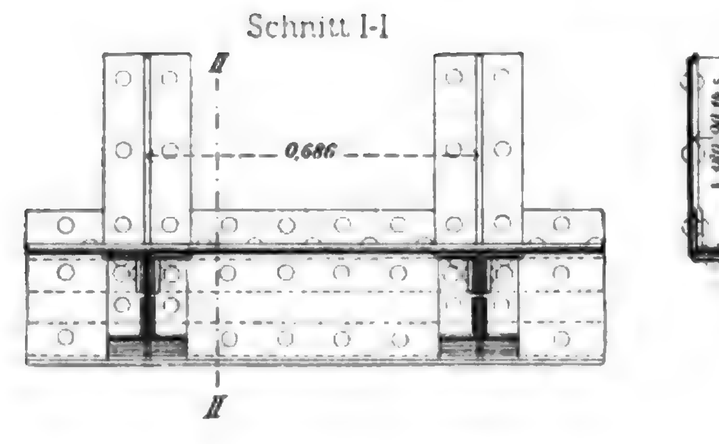
---

[16]) The Engineer 1873, I. S. 124.

[17]) Schleusenthore zu Geestemünde. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1865, S. 240.

[18]) Notice sur les modèles etc. Exposition universelle 1878. S. 221.

Fig. 54. *Plehnendorf.* M. 1:20.



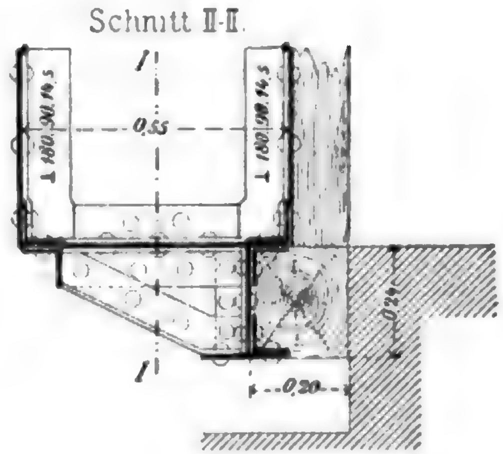


Fig. 55. *Geestemünde.* M. 1:12.

Fig. 56. *Kanal von Lens nach La Deule.* M. 1:10.

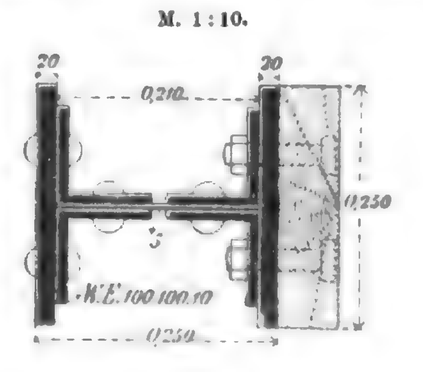


Fig. 57. *Barrow-Dock.* M. 1:25.

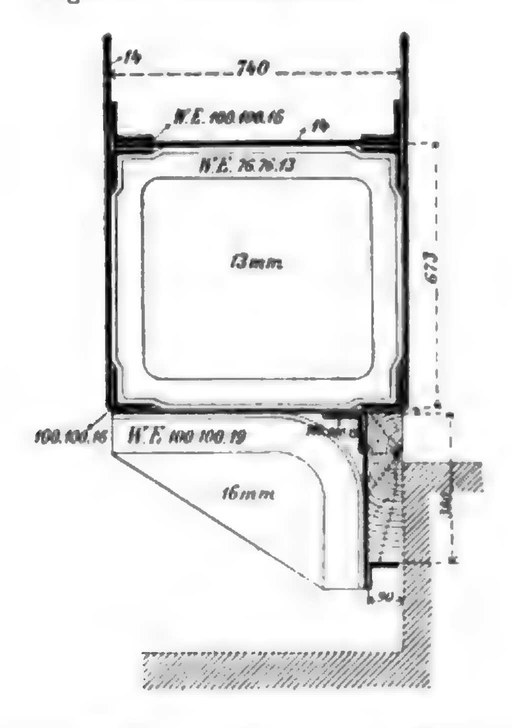
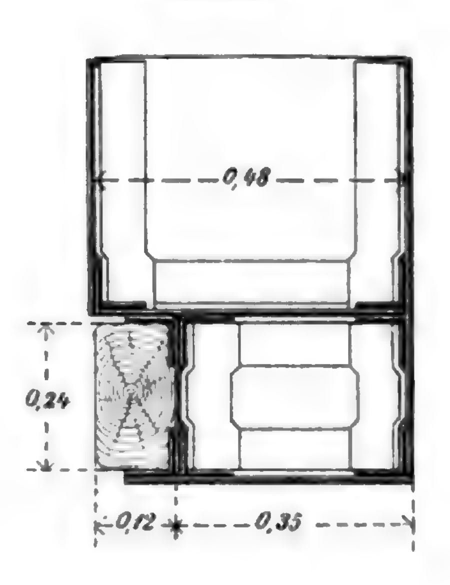


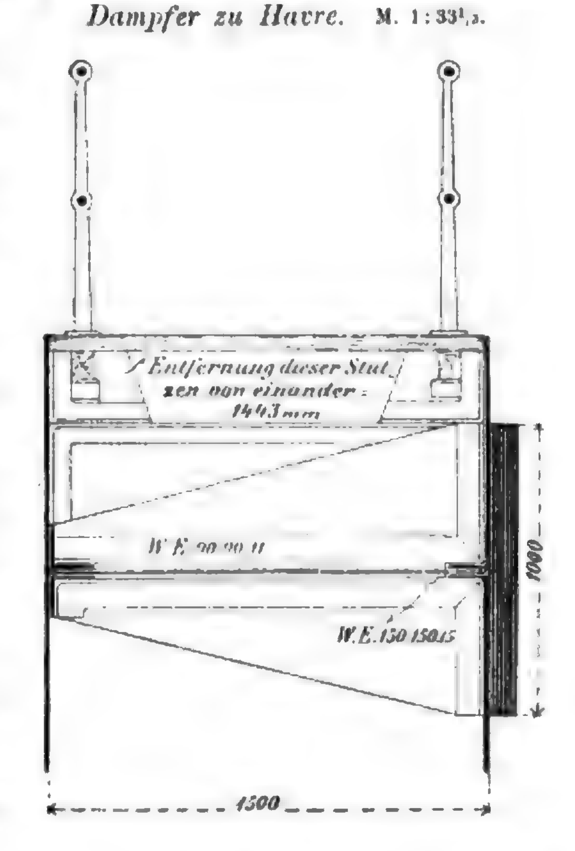
Fig. 58. *Brake.* M. 1:15.



Die Dichtungshölzer sind Bohlen von 5 cm, besser 8—13 cm Stärke, 15—20 cm Höhe; bei grofsen Schleusen verwendet man zweckmäfsig Balken von $^{20}/_{20}$ bis $^{25}/_{25}$ cm Stärke. Wo der Bohrwurm vorkommt, schützt man das Dichtungsholz nach bisherigen Erfahrungen am besten durch Benagelung. An solchen Orten hat man auch eiserne Dichtungsleisten angeordnet.

§ 15. Der oberste Riegel oder Obertramen und der Fufssteg. Bei den meisten, nach bisheriger Konstruktionsweise hergestellten Thoren hat der oberste Riegel (franz. *l'entretoise supérieure*, engl. *the top cross beam*) nur geringe Kräfte zu übertragen; er dient hauptsächlich als obere Begrenzung des Thorrahmens, unterscheidet sich aber doch wesentlich von den anderen Riegeln dadurch, dafs er den Laufsteg und nach Bedarf die Bewegungsvorrichtungen für die Schützen aufnimmt. Bei grofser Dicke des Thores, wie bei den Schwimmthoren, ist die Stegbreite des Obertramens nahezu gleich der Thordicke; bei geringer Thordicke wird der Steg breiter genommen und reicht über das Thor hinaus; er ruht dann auf Auskragungen. Der Steg erhält 0,5 bis 1,35 m Breite und soll stets ein Geländer haben, meist einseitig, unter Umständen beiderseits. An dem obersten Riegel werden einzelne Stützen befestigt bezw. ausgekragt, welche bei den geringen Lasten (durch einzelne Arbeiter) schwach sein dürfen und die 5 bis 8 cm starken Holzbohlen tragen. Abstand der Stützen 60 bis 120 cm, unter Umständen noch mehr. In den Figuren 59 bis 64 sind eine Anzahl von Anordnungen des Obertramens und Steges gezeichnet.

Fig. 59. *Schleuse für die transatlantischen Dampfer zu Havre.* M. 1:33⅓.



Eine wesentlich gröfsere Bedeutung gewinnt der oberste Riegel bei den neueren Konstruktionen, bei welchen in zweckentsprechender Weise die Zwischenriegel durch Pfosten ersetzt sind. Der auf die Pfosten von der Bekleidung übertragene Wasserdruck wird durch dieselben auf den obersten und untersten Riegel, den Ober- und Untertramen, geführt; letzterer liegt auf seine ganze Länge am Drempel an und giebt die Kräfte direkt in das Drempelmauerwerk ab. Beim Obertramen dagegen

Fig. 60. *Kanal von Lens nach La Deule.* M. 1:20.

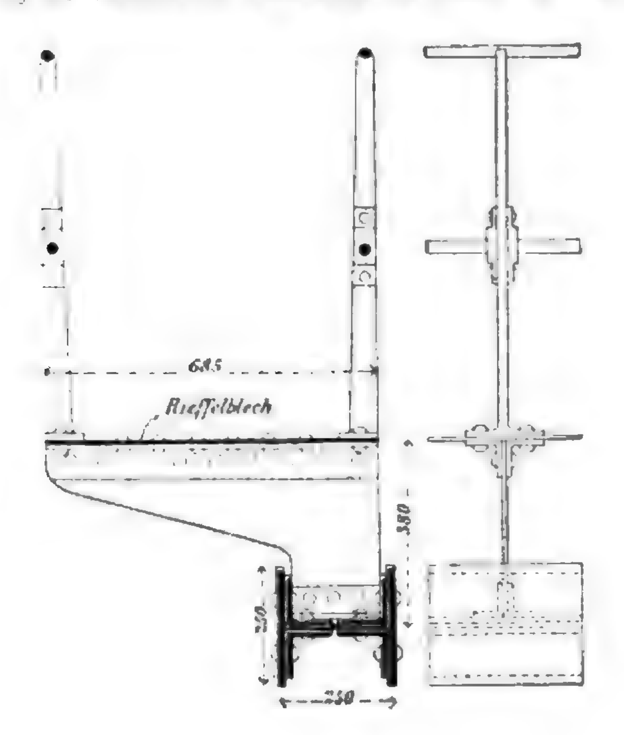


Fig. 61. *Schleuse bei Oberlahnstein.* M. 1:20.

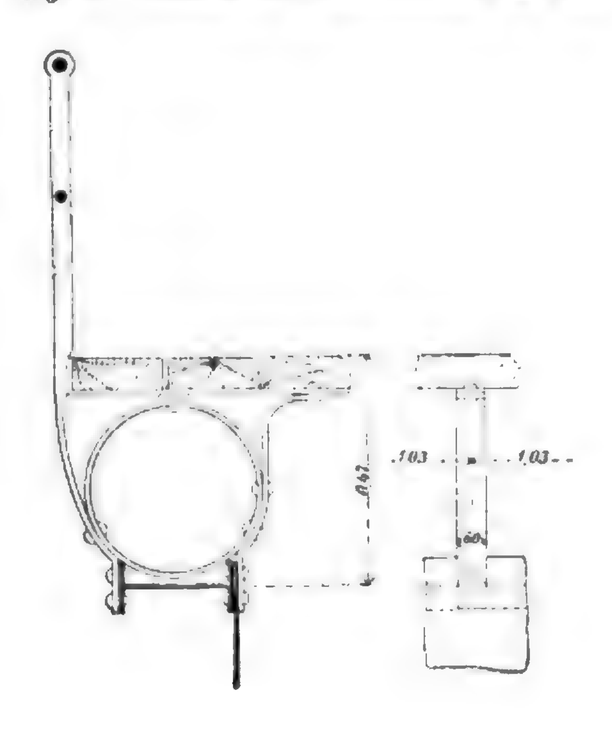
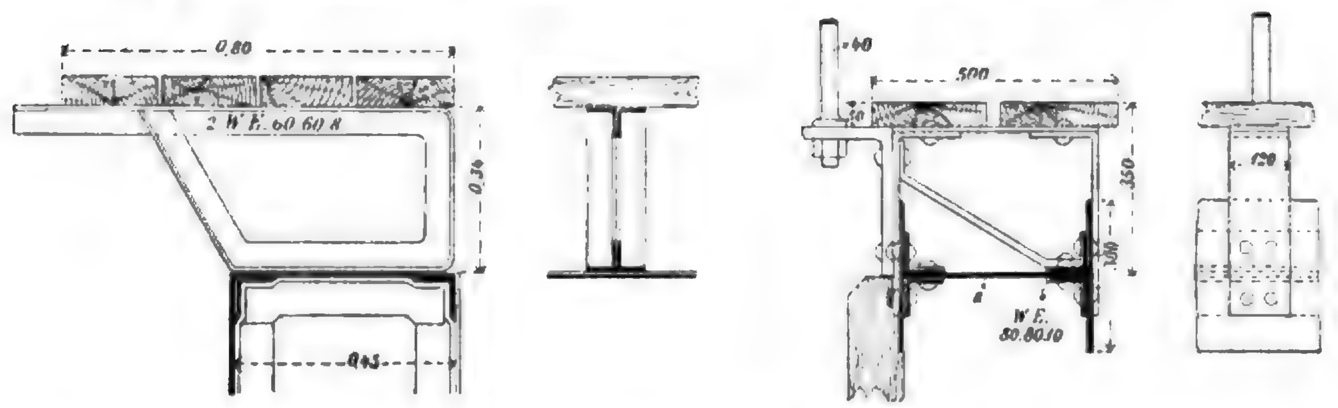


Fig. 62. *Plehnendorf.* M. 1:20.

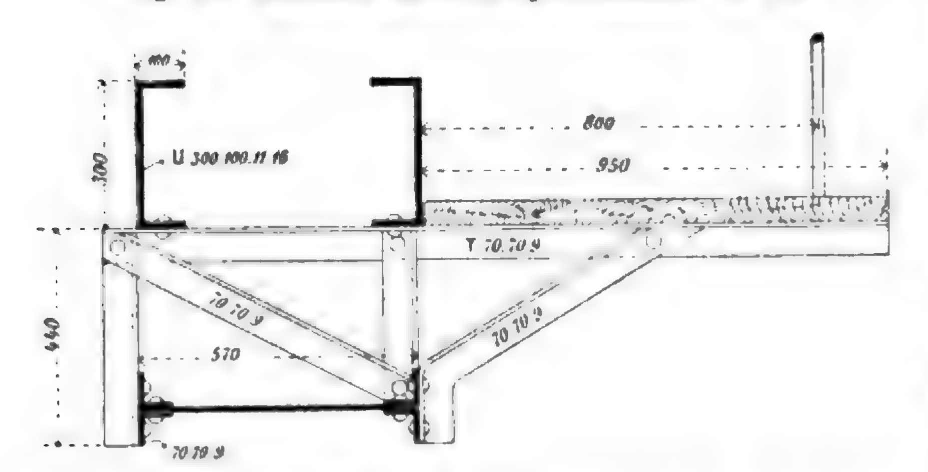


Fig. 63. *Ablon.* M. 1:20.



mufs die Stemmwirkung zur sicheren Überleitung der Kräfte in das Mauerwerk zu Hilfe genommen werden. Um eine klare und sichere Überführung der Kräfte zu erhalten, empfiehlt sich die Anordnung von Lagerkörpern an beiden Enden der Oberriegel, sowohl in den Wendenischen, wie an der Schlagsäule; diese Lagerkörper wirken dann wie Kämpfer- und Scheitelgelenke der Bogenträger. Wäre es möglich, die Stemmwirkung ganz von der Dichtung an der Schlagsäule zu trennen, so könnte man das Mittelgelenk, die Berührungsstelle der beiden Obertramen, als einzige Stelle ausführen, an welcher die beiden Thore Kräfte aufeinander übertragen; dadurch würde die Bestimmung dieser Kräfte eine einfache, mittels der Gleichgewichtsgesetze leicht zu lösende Aufgabe. Es ist aber keineswegs unmöglich, die Dichtung der Schlagsäulenfuge von der Stemmwirkung zu trennen: an den Wendesäulen ist diese Trennung neuerdings allgemein üblich und hat sich bewährt. Die Berechnung der Obertramen bei dieser Konstruktion kann in der Weise vorgenommen werden, wie oben in § 13 gezeigt ist. Belastende Kräfte für diese Riegel sind in umgekehrtem Sinne die Auflagerdrücke, welche die Pfosten an den Verbindungsstellen mit dem Obertramen erleiden, d. h. die Kräfte A, welche in § 18 vorgeführt werden; sie hängen ihrer Gröfse nach von der Höhe des Ober- und Unterwassers, also von der Form der Druckfigur ab. Allgemein ist, wenn der Abstand der Pfosten $= a$ gesetzt wird und der Obertramen in gleicher Höhe mit dem Oberwasser liegt, nach Fig. 20, S. 18:

Fig. 64. *Schleusen des Oder-Spree-Kanals.* M. 1:20.



$$A = \frac{\gamma}{2}\,(h_1^2 - e^2)\,\frac{x_0 \cdot a}{h_1},$$

und wenn $e = 0$ ist:

$$A' = \frac{\gamma\, a}{6}\, h_1^2,$$

die Belastung des Obertramens auf das laufende Meter demnach bezw.:

$$p_A = \frac{\gamma\,(h_1^2 - e_1^2)\,x_0}{2\,h_1}, \qquad p' = \frac{\gamma\, h_1^2}{6}.$$

Die Zusammenfassung der Kräfte in ein Riegelpaar hat verschiedene Vorteile: Zunächst wird die Berechnung klarer und dadurch auch der Materialverbrauch geringer,

weil man mit bestimmten Gröfstkräften zu thun hat und denselben entsprechend die Querschnitte knapp, aber sicher bemessen kann; weiter ist stets eine bessere Ausnutzung des Baustoffes (bei Eisen und Stahl) möglich, wenn man wenige, starke, als wenn man viele, schwache Glieder ausführt; letztere kann man aus praktischen Rücksichten oft nicht so schwach herstellen, wie nach der Berechnung zulässig wäre. Auch die unvermeidlichen Zuschläge wegen der Nietverschwächungen, die sonstigen Zugaben zu den Querschnittsgröfsen u. s. w. werden wesentlich verringert. Endlich kommt noch der sehr grofse Vorteil hinzu, dafs man die beiden obersten Riegel entsprechend den Untersuchungen in § 13 nach der dort entwickelten günstigsten Form herstellen kann, d. h. dafs man als Riegelaxe eine krumme Linie wählen kann, bei welcher an jeder Stelle das Moment die Gröfse Null hat. Man kann das erreichen, wenn man die Riegelseite nach dem Unterwasser zu geradlinig, die nach dem Oberwasser zu liegende Seite aber parabolisch krümmt und $\frac{t_1 - t_0}{l} = \frac{f}{w}$ wählt. Wollte man bei der üblichen Anordnung einer gröfseren Zahl von Riegeln allen diesen Riegeln die angegebene Form geben, so erhielte man unpraktische Thorformen und sehr tiefe Thornischen, mithin stark geschwächte Seitenmauern. Anders hier. Man kann dem Obertramen sehr grofse Mittenhöhe geben, ganz wie es die Rücksicht auf günstigsten Materialaufwand wünschenswert erscheinen läfst, kann aber dem Thor selbst die bisher übliche, geringe Dicke belassen, sodafs die Obertramen über das Thor hinausragen, zweckmäfsig nach der Seite des Oberwassers zu. Der gröfseren Höhe dieser Riegel entspricht bei geöffnetem Thore eine Nische im Seitenmauerwerk; da dieselbe aber nur im obersten Teile der Seitenmauer ausgespart zu werden braucht, so hat sie keine merkliche Schwächung des Mauerwerks zur Folge.

Fig. 65. *Vorschlag.* M. 1:100.

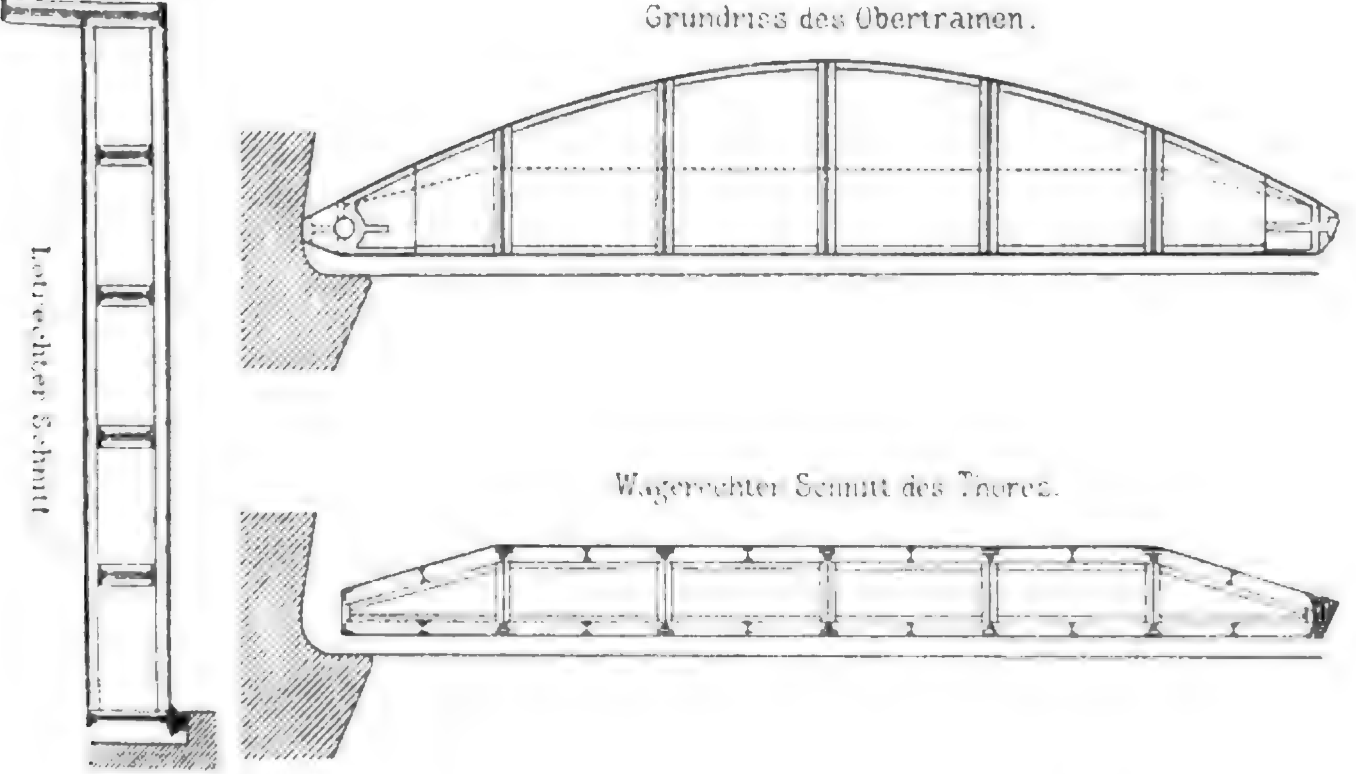
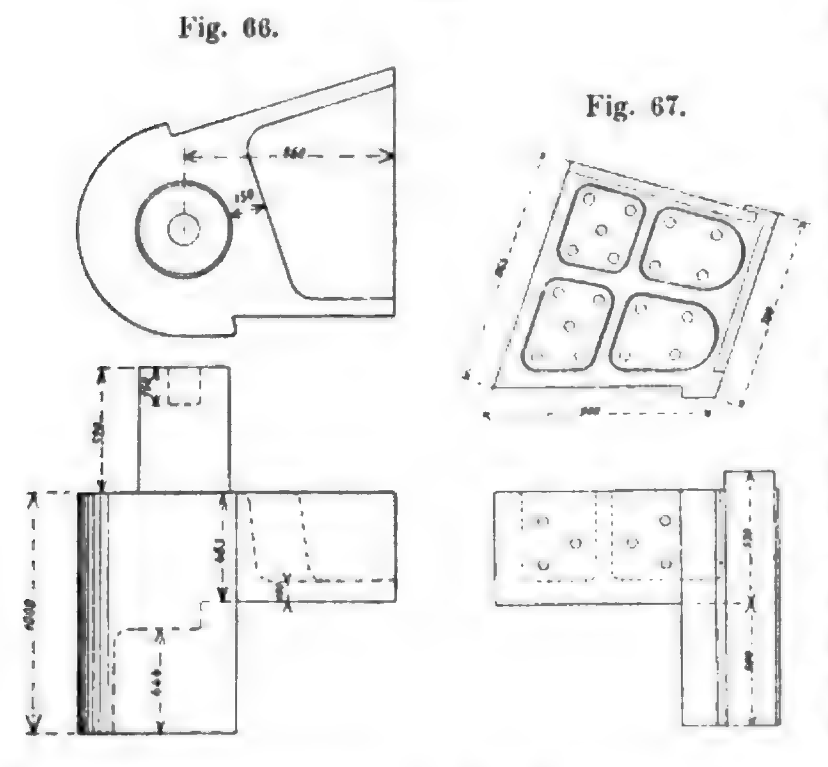


Fig. 65 zeigt ein nach diesem Vorschlage angeordnetes Thor, bei welchem freilich $\frac{t_1 - t_0}{l}$ nicht genau gleich $\frac{f}{w}$ ist; infolge davon hat hier das Moment noch einen

geringen Einflufs auf die Querschnittsgestaltung. Die Wasserdruckbelastungen werden bei der Konstruktion zunächst auf Pfosten I. und II. Ordnung übertragen, von letzteren auf wagerechte Zwischenbalken, welche jedoch nicht als Riegel wirken, da an ihren Enden in der Wendenische keine Stützwinkel angebracht sind. Die wagerechten Balken übertragen nun die Lasten auf die Pfosten I. Ordnung, durch welche dieselben auf den Untertramen bezw. Drempel und auf den Obertramen geleitet werden. Den fünf Zwischenpfosten, welche angeordnet sind, entsprechen im Obertramen Aussteifungen. Es möge auch hervorgehoben werden, dafs für den Obertramen, trotz seiner halbparabolischen Grundform, hier die in § 13 gemachte Annahme genau erfüllt ist, dafs nämlich die Lasten auf denselben wirklich normal zum Drempel gerichtet wirken. Ein Vorteil ist ferner, dafs der meist beanspruchte Teil, der Obertramen, stets sehr bequem zugänglich ist.

Schleuse für die transatlantischen Dampfer zu Havre.
M. 1 : 40.


Fig. 66. Fig. 67.

Bei den neuen Thoren für die Schleuse der transatlantischen Dampfer zu Havre[19]) sind die beiden Obertramen als kräftige Blechträger von gleicher Höhe mit der Thordicke ausgeführt (der Querschnitt ist in Fig. 59, S. 55 dargestellt) und je an beiden Enden mit Schuhen versehen, welche in oben angegebenem Sinne als Gelenke wirken sollen. Fig. 66 zeigt den Schuh an der Wendesäule in Grundrifs und Ansicht, Fig. 67 denjenigen an dem Schlagsäulenende des Obertramens. Freilich findet hier noch die Berührung der Schlagsäulen auf die ganze Thorhöhe statt, sodafs die Kraft nicht ausschliefslich auf die Obertramen geleitet wird; auch ist die Berührungsfläche der beiden Schuhe am Mittelgelenk zu grofs, sodafs auch an dieser Stelle der Angriffspunkt der Kraft nicht genau genug bestimmt ist. Man mufs die Berührungsfläche etwa in ähnlicher Weise ausbilden, wie die Auflager der eisernen Brücken. Eine derartige Stemmlager- bezw. Gelenk-Konstruktion ist von Brennecke entworfen und wird an Schleusen des Nord-Ostsee-Kanals ausgeführt. Fig. 68 giebt den betreffenden in der Deutschen Bauzeitung veröffentlichten Vorschlag.[20]) Die Berührungsflächen der Stemmlager zweier zu einander gehörigen Obertramen sind eben und genügend klein, der eine Lagerkörper aber hat an seiner Rückseite eine Kugelfläche[21]), sodafs eine Verschiebung innerhalb gewisser Grenzen möglich ist, wie sie beim Öffnen und Schliefsen der Thore eintritt. Starke Federn drücken den Lagerkörper nachher wieder in seine normale Stellung zurück. Soll aber die Kraftwirkung ganz klar und bestimmt sein, so

---

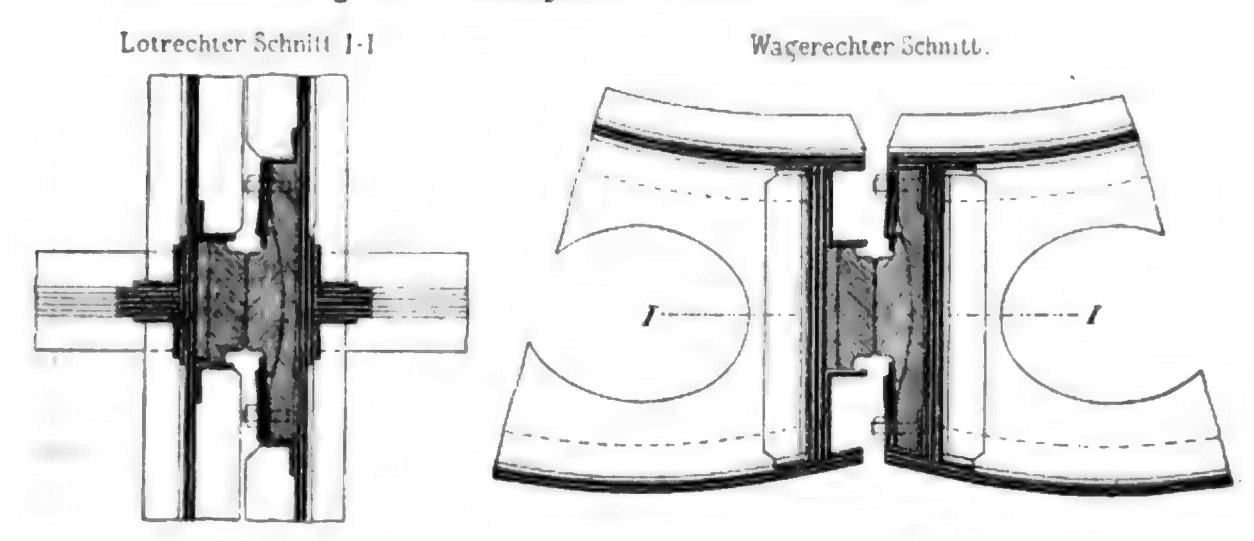
[19]) Ann. des ponts et chaussées 1887, II. S. 411. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 743.

[20]) Deutsche Bauz. 1891, S. 455/456.

[21]) Vergl. hierzu eine Bemerkung am Schlusse dieses Hefts.

darf durch die beiden einander berührenden Schlagsäulen — aufser an dem dazu bestimmten Tramen — kein bemerkenswerter Teil der Stemmkraft übertragen werden. Brennecke schlägt vor, die Dichtungshölzer der Schlagsäulen nicht fest an die Eisenkonstruktion zu legen, sondern zwischen beiden einen Spielraum zu lassen, in welchen einzelne kleine elastische Körper (etwa cylindrische Gummischeiben) eingelegt werden.

Fig. 68. *Stemmlager von Brennecke.* M. 1:20.



§ 16. Stoffmenge für die Riegel. Für die Beurteilung der Vorzüge und Nachteile verschiedener Konstruktionsarten ist es vorteilhaft, die theoretische Materialmenge der Riegel zu kennen. Die Axe des Riegels werde zunächst als eine gerade Linie angenommen, welche in halber Höhe des Querschnitts liegt. Die Belastung des Riegels für die Längeneinheit sei p, die zum Drempel parallele Axialkraft P falle in die Axe des Riegels. Für einen beliebigen Querschnitt des Riegels im Abstande x von der Wendesäule ist dann

$$M_x = \frac{p}{2}(l x - x^2).$$

Wäre keine Axialkraft vorhanden, so wären für die Bestimmung der Querschnittsfläche hauptsächlich und nahezu ausschliefslich die Momente M_x mafsgebend; mit für den vorliegenden Zweck genügender Genauigkeit könnte man als theoretisch nötige Querschnittsfläche angeben:

$$\varphi_x = \rho\, M_x.$$

ρ ist ein Wert, welcher hauptsächlich von der Querschnittsform und der zulässigen Inanspruchnahme abhängt und bei demselben Thorflügel als konstant angenommen werden kann. Das Volumen eines ganzen Riegels ist unter obiger Annahme:

$$\mathfrak{v} = \int_0^l \rho\, M_x\, d x = \frac{\rho\, p\, l^3}{12}.$$

Auf alle Riegel insgesamt kommt eine Belastung $\Sigma(p)$. Wird der Einfachheit halber angenommen, dafs die ganze Thorhöhe als Wasserdruckhöhe in Betracht zu ziehen sei, so ist $\Sigma(p) = \frac{\gamma h^2}{2}$. Dann wäre das theoretische Gesamtvolumen der Riegel eines Thorflügels:

$$\Sigma(\mathfrak{v}) = \frac{\rho\, \gamma\, h^2\, l^3}{24} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 51.$$

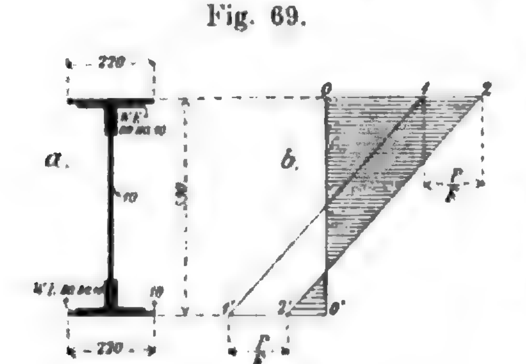
Dieses Volumen bildet die untere Grenze, welcher man sich wohl nähern kann, die man aber nie erreicht; denn die Formel setzt voraus, dafs in jedem Querschnitt genau nur die nötige Querschnittsfläche vorhanden sei.

Bei kleinen Breiten der Thorflügel giebt man den Riegeln wohl auf ihre ganze Länge konstanten Querschnitt, natürlich denjenigen, welcher an der meistbeanspruchten Stelle (in der Mitte) nötig ist. Alsdann ist das theoretische Gesamtvolumen aller Riegel:

$$\Sigma(\mathfrak{v}') = \frac{\rho p l^2}{8} l = \frac{\rho \gamma h^2 l^3}{16} \quad \dots\dots\dots\dots \quad 52.$$

In Wirklichkeit wirken aber aufser den Momenten noch in den einzelnen Riegeln die Axialkräfte P, und zwar nach obiger Annahme in den Axen; dieselben erzeugen in jedem Querschnitt über die ganze Fläche sich gleichmäfsig verteilende Druckbeanspruchungen $N_1 = \frac{P}{F}$, welche zu den durch die Momente M_x erzeugten Spannungen hinzukommen, also die Druckbeanspruchungen vergröfsern, die Zugbeanspruchungen vermindern. Fig. 69 stellt die Inanspruchnahme in den verschiedenen Punkten eines solchen Riegelquerschnitts graphisch dar: Fig. 69*a* zeigt den Querschnitt, Fig. 69*b* die Beanspruchungen. Linie 1 1′ stellt die Beanspruchungen durch das Moment M_x dar, Linie 2 2′ die endgiltigen Inanspruchnahmen. 0 2 ist die gröfste Druckbeanspruchung, 0′ 2′ die gröfste Zugbeanspruchung im Querschnitt. Von der verringerten Inanspruchnahme auf der Zugseite der Axe zieht man meistens keinen Vorteil, mufs aber auf der Druckseite Rücksicht auf die vergröfserte Beanspruchung nehmen. Es darf in den meistgedrückten Querschnittspunkten der Druck auf die Flächeneinheit die zulässige Grenze K nicht überschreiten, d. h. es mufs der Querschnitt so bestimmt werden, dafs $K \leq M \frac{a}{J} + \frac{P}{F}$ ist.

Fig. 69.



Man kann der durch die Axialkraft P hinzukommenden Beanspruchung in obigen Formeln 51 u. 52 dadurch Rechnung tragen, dafs man statt des wirklichen Momentes M ein neues Moment M' einführt, welches in den meistgedrückten Querschnittspunkten gleiche Beanspruchung erzeugt, wie die wirklichen Kräfte. Man erhält also M' aus der Gleichung:

$$M' \frac{a}{J} = M \frac{a}{J} + \frac{P}{F}, \qquad M' = M + \frac{P}{F} \frac{J}{a}.$$

Wird dieses Moment eingeführt, so mufs die theoretische Querschnittsfläche sein:

$$\varphi_x = \rho M + \rho \frac{P}{F} \frac{J}{a}$$

und man erhält

$$\mathfrak{v} = \frac{\rho p l^3}{12} + \rho \frac{P}{F} \frac{J}{a} l,$$

und weil $P = \frac{p l w}{4 f}$ ist (§ 13):

$$\mathfrak{v} = \frac{\rho p l^2}{12} \left(l + \frac{3 J w}{f F a} \right),$$

also für alle Riegel zusammen:

$$\Sigma(\mathfrak{v}) = \frac{\rho \gamma h^2 l^2}{24} \left[l + \frac{3 w}{F f} \left(\frac{J}{a} \right) \right] \quad \dots\dots\dots \quad 53.$$

Wenn jeder Riegel konstanten Querschnitt hat, so wird das theoretische Gesamtvolumen der Riegel:

$$\Sigma(\mathfrak{v}') = \frac{\rho \gamma h^2 l^2}{16} \left[l + \frac{2 w}{F f} \left(\frac{J}{a} \right) \right] \quad \dots\dots\dots \quad 54.$$

Auch diese beiden Ausdrücke sind untere Grenzen, welche man praktisch nie erreichen kann.

Der Materialaufwand für die Riegel kann verringert werden, wenn man die Axialkraft P excentrisch am Riegel angreifen läfst und zwar excentrisch nach derjenigen Seite der Axe, an welcher durch das Moment $M = \frac{p}{2}(lx - x^2)$ allein Zugbeanspruchungen im Querschnitt erzeugt werden (Fig. 70). Nennt man diese Excentricität e, so ist für einen beliebigen Querschnitt:

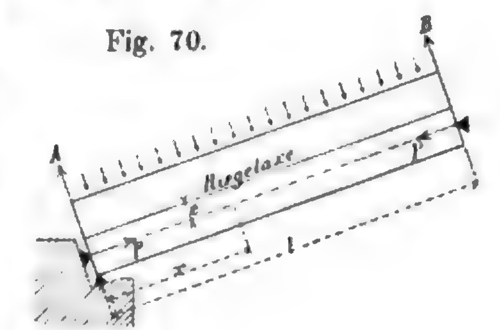
$$M_x = \frac{p}{2}(lx - x^2) - Pe,$$

die gröfste Druckbeanspruchung in diesem Querschnitt ist:

$$N_{max} = M_x \frac{a}{J} + \frac{P}{F} = \left[\frac{p}{2}(lx - x^2) - Pe\right]\frac{a}{J} + \frac{P}{F}.$$

Es liegt nahe, zu erwägen, ob man e einen Wert geben kann, bei welchem der Querschnitt nur unter Berücksichtigung des Momentes $\frac{p}{2}(lx - x^2)$ berechnet zu werden braucht. Soll das stattfinden, so mufs offenbar sein:

Fig. 70.



$$N_{max} = \frac{a}{J}\frac{p}{2}(lx - x^2),$$

d. h. es mufs sein:

$$\frac{P}{F} - \frac{Pea}{J} = 0, \qquad e = \frac{J}{Fa}.$$

Giebt man der Excentricität e diesen Wert, so ist in jedem Querschnitt die gröfste Beanspruchung so grofs, als wirkte nur das Moment $\frac{p}{2}(lx - x^2)$, d. h. als wäre die Axialkraft gar nicht vorhanden. e ist aber der bekannte Abstand des Kernpunktes von der Axe. Dafs eine im Kernpunkte angreifende Kraft in den äufsersten Querschnittspunkten an der anderen Seite der Axe die Spannung Null hervorruft, ist bekannt. Es ist damit nachgewiesen:

Wenn die Riegel an der Wende- und Schlagsäule in den nach dem Unterwasser zu gelegenen Kernpunkten gestützt werden, so braucht für die Berechnung nur auf das Moment $\frac{p}{2}(lx - x^2)$ Rücksicht genommen zu werden.

Die angegebene Stützung wird leicht zu erreichen sein, wenn die Riegel auf ihre ganze Länge konstante Querschnitte haben; schwieriger bei veränderlichem Querschnitt. Da aber die Kernweite wenig wechselt, so ist eine grofse Annäherung ohne Schwierigkeit erreichbar.

Vorausgesetzt ist, dafs, absolut genommen, die gröfste Druckbeanspruchung im Querschnitt gröfser ist, als die gröfste Zugbeanspruchung. Letztere hat den Wert:

$$N_{Zugmax} = \frac{p}{2}(lx - x^2)\frac{a}{J} - Pe\frac{a}{J} - \frac{P}{F},$$

und mit $e = \frac{J}{Fa}$:

$$N_{Zugmax} = \frac{p}{2}(lx - x^2)\frac{a}{J} - 2\frac{P}{F} = N_{Druckmax} - \frac{2P}{F}.$$

($N_{Druckmax}$ ist in diesen Ausdruck ohne Rücksicht auf das Vorzeichen einzusetzen.) Die Voraussetzung ist stets erfüllt.

Für die Bestimmung des Riegelvolumens ergiebt sich aus dem Vorstehenden, dafs man die Konstruktion so anordnen kann, dafs nur die Momente $\frac{p}{2}(lx - x^2)$ mafsgebend sind. Man kann also das theoretische Riegelvolumen nach Formel 51 u. 52 einsetzen:

$$\Sigma(\mathfrak{v}) = \frac{\rho\gamma h^2 l^3}{24} \quad \text{bezw.} \quad \Sigma(\mathfrak{v}') = \frac{\rho\gamma h^2 l^3}{16}.$$

§ 17. Vergleich der Stoffmengen zu Riegelthor und Pfostenthor. Wir bezeichnen das Thor, bei welchem das Gerippe aufser aus Schlag- und Wendesäule hauptsächlich aus einer gröfseren Zahl von Riegeln besteht, als Riegelthor, dasjenige, bei welchem aufser dem Rahmen hauptsächlich Pfosten verwendet sind, als Pfostenthor. Es soll untersucht werden, unter welchen Verhältnissen jedes derselben die geringere Stoffmenge erfordert; zu diesem Zwecke sollen die theoretischen Stoffmengen beider miteinander verglichen werden. Bei diesem Vergleich kann das Volumen für Schlag- und Wendesäule unberücksichtigt gelassen werden, da es bei beiden vorkommt; auch kann man sich mit dem Vergleich der theoretischen Mengen begnügen. Die Ergebnisse des Vergleichs werden auch für die Ausführung nahezu zutreffen, da die Konstruktionskoefficienten auf beiden Seiten hinzukommen.

Beim Riegelthor ist das theoretische Volumen aller Riegel:

$$\mathfrak{B}_1 = \frac{\rho\gamma h^2 l^3}{24}, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 55.$$

wenn die Konstruktion für alle Riegel so gewählt ist, dafs die Riegelstützpunkte günstigste Excentricität aufweisen.

Beim Pfostenthor sind zunächst die theoretischen Volumina der Pfosten zu ermitteln. Bei denselben Annahmen wie im § 16 wirken auf einen Pfosten für die Längeneinheit der Thorbreite (Fig. 71):

Fig. 71.

$$A = \frac{\gamma h^2}{6}, \qquad B = \frac{\gamma h^2}{3}.$$

Für einen Punkt C in der Tiefe y unter dem Oberwasser ist:

$$M_y = A\,y - \frac{\gamma y^3}{6} = \frac{\gamma h^2 y}{6} - \frac{\gamma y^3}{6} = \frac{\gamma}{6}\,(h^2 y - y^3).$$

Der theoretische Querschnitt an dieser Stelle ist $\varphi_y = \rho M_y$ und das theoretische Volumen eines Pfostens:

$$\mathfrak{v} = \int_0^h \varphi_y\, dy = \rho \cdot \int_0^h M_y\, dy = \frac{\gamma\rho h^4}{24}.$$

Das theoretische Volumen aller Pfosten eines l Meter breiten Thores ist demnach:

$$V_1 = \frac{\gamma l \rho h^4}{24}.$$

Dazu kommt das Volumen des oberen und des unteren Riegels. Dasjenige des unteren Riegels kann für den Vergleich vernachlässigt werden, da dieser Riegel wegen des Anliegens am Drempel — bei der oben vorgeschlagenen ausschliefslichen Druckübertragung durch die obersten Riegel — sehr schwach sein kann. Auf den obersten Riegel kommt für die Längeneinheit eine Belastung $p = \frac{\gamma h^2}{6}$. Wird auch hier excentrische Stützung und zwar in den betreffenden Kernpunkten angenommen, sodafs die Kraft P nicht in der Formel für das Volumen erscheint, dann ist:

$$d\mathfrak{v} = \varphi_x\, dx = \rho\, M_x\, dx = \rho\, \frac{p}{2}\,(l x - x^2)\, dx,$$

und das theoretische Gesamtvolumen dieses Riegels:

$$V_2 = \frac{\rho p l^3}{12} \text{ und mit } p = \frac{\gamma h^2}{6}:\ V_2 = \frac{\gamma\rho h^2 l^3}{72}.$$

Das theoretische Gesamtvolumen der Pfosten und des obersten Riegels ist also beim Pfostenthor: $\mathfrak{B}_2 = V_1 + V_2$,

$$\mathfrak{B}_2 = \frac{\gamma\rho h^2 l}{24}\left(h^2 + \frac{l^2}{3}\right) \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 56.$$

$\mathfrak{B}_1$ ist gröfser als $\mathfrak{B}_2$, wenn $l^2 > h^2 + \frac{l^2}{3}$, d. h.

$$\left(\frac{l}{h}\right)^2 > 1{,}5, \qquad \frac{l}{h} > 1{,}225, \qquad l > 1{,}225\,h \text{ ist.}$$

Wenn also $l > 1{,}225\,h$ ist, gebraucht man theoretisch zum Riegelthor mehr Stoff, als zum Pfostenthor; für alle diese Verhältnisse ist also das Pfostenthor vorteilhafter als das Riegelthor.

Man könnte glauben, es seien für das Riegelthor zu ungünstige Annahmen gemacht worden, weil der unterste Riegel voll mit berechnet, beim Pfostenthor aber als nicht vorhanden angesehen ist. Doch ist das durchaus gerechtfertigt, weil bei dem Riegelthor mit der Druckübertragung durch alle Riegel auf ein Anliegen am Drempel nicht immer gerechnet werden kann und deshalb die untersten Riegel im stande sein müssen, die ganzen auf sie entfallenden Belastungen zu übertragen. In der Ausführung wird sich voraussichtlich die Sache für das Pfostenthor noch günstiger stellen, weil bei diesem die ganze Kraft in einen starken Riegel zusammengefaſst wird, während sie beim Riegelthor in eine gröſsere Zahl kleiner Teile zerlegt ist: man wird sich bei ersterem dem theoretischen Volumen weit mehr nähern können, als bei letzterem. Als günstig kommt beim Pfostenthor noch hinzu, daſs man dem obersten, einzigen Riegel die in § 15 entwickelte zweckmäſsigste Form geben kann, bei welcher das Moment an jeder Stelle für die Axe den Wert Null hat.

§ 18. Die Pfosten. Die Thore mit Pfosten (franz. *les poutres verticales, montants verticaux*, engl. *the verticals, vertical cross beams*) gehören der neuesten Zeit an und sind erst in geringer Zahl ausgeführt, in Dünkirchen, ferner in Havre bei den Schleusen für die transatlantischen Dampfer, das Bassin Bellot, und für die Kanalstrecke Le Havre-Tancarville.[22]) Die Bekleidung überträgt die vom Wasser auf sie ausgeübten Belastungen auf die Pfosten entweder ohne Zwischenglieder oder mit Hilfe eines Netzes von wagerechten und lotrechten Trägern; in ersterem Falle sind verhältnismäſsig nahe gestellte Pfosten in gröſserer Zahl zu verwenden, in letzterem Falle werden die Pfosten wesentlich weiter gestellt. Bei den Thoren für die Schleuse der transatlantischen Dampfer in Havre ist der Pfostenabstand 1,443 m; die Bekleidung ist durch wagerechte, Z-förmige Balken versteift; bei der Schleuse auf der Kanalstrecke Le Havre-Tancarville hat man die Pfosten 2,45 m weit voneinander gestellt, durch drei wagerechte Träger miteinander verbunden und auf diese den Wasserdruck mittels lotrechter Pfosten zweiter Ordnung übertragen. Die Pfosten erster Ordnung finden ihre Auflager in dem Ober- und Untertramen; letzterer ist schwach, weil er auf seine ganze Länge vom Drempel unterstützt wird. Welche Anordnung weniger Baustoff und Kosten erfordert, wird zweckmäſsig durch Aufstellung von Konkurrenz-Projekten untersucht.

Die Berechnung der Pfosten kann entweder unter der Annahme einer fortlaufend über die Pfostenhöhe verteilten, nach bekanntem Gesetze veränderlichen Belastung vorgenommen werden, oder es kann die Belastung als in den Befestigungsstellen der wagerechten Träger angreifend eingeführt werden. — Die zweite Annahme macht ebensowenig Schwierigkeiten, wie die erste; für eine allgemeinere Untersuchung eignet sich die erstere Annahme mehr und soll deshalb hier zu Grunde gelegt werden.

Die Höhe des mit dem Obertramen zusammenfallenden Oberwasserspiegels (Fig. 72) über dem Drempelstützpunkt B sei $= h_1$, diejenige des Unterwassers über demselben Punkte $= e$, der Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser $h_1 - e = h_2$, der Abstand der Pfosten voneinander in der Richtung der Thorbreite $= b$; dann ist bei einem Pfosten:

---

[22]) Ann. des ponts et chaussées 1887, II. S. 411. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 743. — Ann. des ponts et chaussées 1892, I. S. 658.

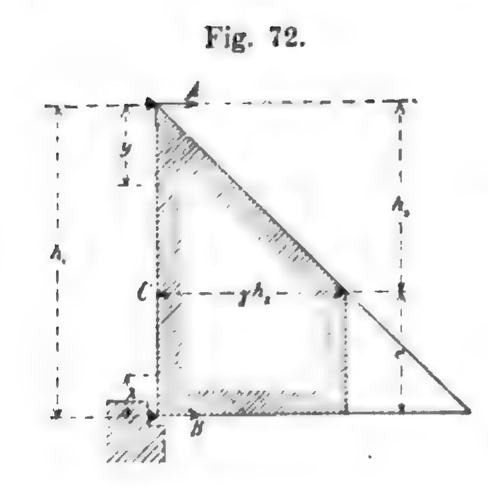


Fig. 72.

$$A = \frac{b\gamma}{6h_1}(h_1^3 - e^3),$$

$$B = \frac{b\gamma}{6h_1}(2h_1^3 - 3h_1e^2 + e^3).$$

Die Momente sind auf den Strecken AC und CB verschieden.

Strecke AC. Für einen Punkt in der Tiefe y unter A ist das Moment:

$$M_y = Ay - \frac{\gamma b y^3}{6}.$$

Maximum findet statt für

$$0 = A - \frac{\gamma b y^2}{2},$$

d. h. es ist:
$$y_{max} = \sqrt{\frac{2A}{\gamma b}} = \sqrt{\frac{h_1^3 - e^3}{3h_1}}.$$

Für $e = 0$, d. h. wenn (ungünstigstenfalls) nur auf der einen Thorseite Wasserdruck vorhanden ist, wird $y_{max} = \frac{h_1}{\sqrt{3}} = 0{,}578\,h_1$ und $M_{max} = 0{,}064\,b\,.\,\gamma\,.\,h_1^3$. M_{max} braucht nicht in die Strecke $\overline{AC}$ zu fallen; es kann der Maximalpunkt der Kurve: $M_y = Ay - \frac{\gamma b y^3}{6}$ auch unterhalb C fallen; alsdann gehört der wirkliche Gröſstwert des Momentes M_y zu $y = h_2$.

Wenn $y_{max} = h_2$ ist, hat M_y sein Maximum im Punkte C. Wenn $y_{max} < h_2$ ist, so entspricht das Maximum des Momentes einem Punkte der Strecke AC. y_{max} wird $< h_2$, wenn $\sqrt{\frac{h_1^3 - e^3}{3h_1}} \leq h_2$ ist, oder, da $h_2 = h_1 - e$ ist, wenn

$$2h_1^3 - 6h_1^2e + 3h_1e^2 + e^3 \geq 0,$$

$$2\left(\frac{h_1}{e}\right)^3 - 6\left(\frac{h_1}{e}\right)^2 + 3\left(\frac{h_1}{e}\right) + 1 > 0 \quad \text{ist.}$$

Setzt man $\frac{h_1}{e} = x$, so heiſst die Beziehung $2x^3 - 6x^2 + 3x + 1 \geq 0$, $x \geq 2{,}22$, $h_1 \geq 2{,}22\,e$.

Wenn $h_1 > 2{,}22\,e$ ist, fällt das Maximum der Momentenkurve in die Strecke AC. Dann ist:

$$M_{max} = \frac{b\gamma}{9h_1}(h_1^3 - e^3)\sqrt{\frac{h_1^3 - e^3}{3h_1}}.$$

Strecke CB. Für einen beliebigen Punkt in der Höhe z über dem Drempelstützpunkt ist:

$$M_z = Bz - \frac{b\gamma h_2 z^2}{2}.$$

Maximum findet statt für:

$$0 = B - b\gamma h_2 z, \qquad z_{max} = \frac{B}{\gamma h_2 b} = \frac{B}{\gamma b(h_1 - e)},$$

d. h. es ist
$$z_{max} = \frac{2h_1^3 - 3h_1e^2 + e^3}{6h_1^2 - 6h_1e}.$$

z_{max} ist $\leq e$, wenn $\frac{2h_1^3 - 3h_1e^2 + e^3}{6h_1^2 - 6h_1e} \leq e$ und $h_1 \leq 2{,}22\,e$ ist.

Dann also fällt der algebraische Maximalwert des Momentes M_z in die Strecke BC bezw. nach Punkt C. Wenn $z_{max} < e$ ist, so wird $M_{max} = \frac{B^2}{2\gamma b(h_1 - e)}$.

Wenn also $h_1 = 2{,}22\,e$ ist, so liegt das algebraische Maximum beider Momentenkurven in C.

Wenn $h_1 > 2{,}22\,e$ ist, so liegt das algebraische Maximum des Momentes M_y in der Strecke AC, dasjenige von M_z nicht in der Strecke BC, sondern oberhalb C.

Wenn $h_1 < 2{,}22\,e$ ist, so liegt das algebraische Maximum der Momentenkurve für M_y unterhalb C, dasjenige für M_z in der Strecke BC, d. h. ebenfalls unterhalb C.

Nach dieser Regel kann man stets leicht das Maximalmoment ermitteln.

Die Tangenten an die Momentenkurven im Punkte C sind bezw.:

An die Kurve der Strecke AC: $\left(\frac{d\,M_y}{d\,y}\right)_{y=h_1} = A - \frac{\gamma\,b\,h_2^2}{2}$,

an die Kurve der Strecke CB: $\left(\frac{d\,M_z}{d\,z}\right)_{z=e} = B - b\,\gamma\,h_2\,e$.

Setzt man für A und B die Werte ein, so findet man, dafs die Tangenten an die Kurven zusammenfallen, die Kurven also im gemeinsamen Punkte auch gemeinsame Tangente haben.

Die Querkräfte in den Pfosten. Aufser den Momenten haben auch die Querkräfte für die Querschnittsbestimmung der Pfosten Bedeutung.

Strecke AC. Für beliebigen Punkt in der Tiefe y unter A ist:

$$Q_y = A - \frac{\gamma\,b\,y^2}{2} = \frac{\gamma\,b}{6}\left[h_1^2 - \frac{e^3}{h_1} - 3\,y^2\right].$$

Q ist $= \frac{d\,M_y}{d\,y}$ und wird Null für denjenigen Querschnitt, für welchen M_y Maximum ist.

Strecke CB. Für einen beliebigen Punkt ist $Q_z = B - \gamma\,z\,h_2$. Die graphische Darstellung der Veränderung von Q ist eine Gerade.

Die Querschnitte werden zweckmäfsig wie diejenigen der Blechträger I-förmig aus Stehblech, je zwei Winkeleisen und Lamellen an jeder Gurtung konstruiert. Die Ermittelung derselben, der Blechwandstärken und der Nietabstände kann hier als bekannt vorausgesetzt werden.

Fig. 73 *a*.

A C B Q M Q M

Fig. 73 *b*.

A C B Q M Q M

Beispiel 1. Es sei $h_1 = 10$ m, $e = 4{,}5$ m, $h_2 = 5{,}5$ m, $b = 1{,}5$ m. Es ist dann $h_1 = 2{,}22\,e$ und im Punkt C haben beide Momentenkurven ihr Maximum. Man erhält:

$$A = \frac{1{,}5\,\gamma}{6\,.\,10}\,(10^3 - 4{,}5^3) = 22\,722 \text{ kg},$$

$$B = \frac{1{,}5\,\gamma}{6\,.\,10}\,(2000 - 30\,.\,20{,}25 + 91{,}125) = 37\,090 \text{ kg},$$

$$M_{max} = 83\,377 \text{ kgm} = 8\,337\,700 \text{ kgcm}.$$

Fig. 73*a* zeigt die Kurven der Momente und der Querkräfte.

Das mafsgebende Moment verlangt, wenn als zulässige Inanspruchnahme $K = 800$ **kg/qcm** gesetzt wird:

$$\frac{J}{a} = \frac{8\,337\,700}{800} = 10\,422 \text{ cm}^3.$$

Beispiel 2. Es sei $h_1 = 10$ m, $e = 3{,}0$ m, $h_2 = 7$ m, $b = 1{,}5$ m.
Man erhält:

$$A = 24\,325 \text{ kg}, \quad B = 43\,925 \text{ kg}, \quad y_{max} = 5{,}87 \text{ m}, \quad z_{max} = 4{,}18 \text{ m},$$
$$M_{y\,max} = 94\,218 \text{ kgm}, \quad M_{z\,max} = 91\,876 \text{ kgm}.$$

In dem beiden Kurven gemeinsamen Punkte ist das gemeinsame Moment $M_{,,} = 84\,525$ **kgm** (Fig. 73 *b*).

In den Figuren 73 *a* und 73 *b* sind für die beiden Beispiele die Werte der Momente und Querkräfte in den einzelnen Tiefen graphisch dargestellt.

§ 19. Die Wendesäule. Die Wendesäule (franz. *le poteau tourillon*, engl. *the pivot post, the hinge post*) dient als seitlicher Rahmen des Thorgerippes, nimmt die Riegeldrücke auf und giebt sie an das Seitenmauerwerk der Schleuse weiter, stellt den dichten Anschlufs der lotrechten Thorflügelseite an das Mauerwerk her und ermöglicht das Auf- und Zudrehen der Thore. Sie mufs mit Ober- und Untertramen, bei den Riegelthoren auch mit den Riegeln, sorgfältig verbunden werden und besondere Vorrichtungen zur Herstellung der Dichtung und für die Drehung um eine lotrechte Axe erhalten. Die letzteren bestehen in einer am unteren Ende angeordneten Pfanne (franz. *la crapaudine*, engl. *the socket*), welche sich auf einem Spurzapfen (franz. *le pivot*, engl. *the pivot*) dreht und einem am oberen Ende angebrachten Zapfen (franz. *le tourillon*, engl. *the upper pivot*), um welchen ein im Seitenmauerwerk verankertes Halsband (franz. *le collier*, engl. *the circular collar*) reicht. Die Dichtung wird zweckmäfsig, wie bei dem Drempel, durch besondere Holzleisten vorgenommen; die früher übliche Anordnung, den dichten Schlufs durch genaues Anliegen der Wendesäule an die Wendenische zu erzielen, ist nicht empfehlenswert. Das genügend genaue Anpassen ist überaus schwierig und teuer zu erreichen. Auch neuerdings hat man diese Dichtung — mit eisernen Dichtungsleisten — an Orten gewählt, an welchen eine rasche Zerstörung des Holzes durch den Bohrwurm zu befürchten war[23]); dieselbe ist aber aus den oben angegebenen Gründen nicht zweckmäfsig. Nach dem Beispiele der Holzthore werden vielfach die Wendesäulen auf ihre ganze Länge durch die Wendenische gestützt, auch wenn besondere Dichtungsleisten angeordnet sind. Die Riegeldrücke werden dann durch die Wendesäule geleitet, ohne dafs die letztere auf Biegung beansprucht wird. Dennoch empfiehlt sich diese Art der Unterstützung nicht; die Kraftverteilung auf die verschiedenen Riegel wird unklar, die Berechnung der Thorteile unzuverlässig. Besser ist die neuere Konstruktion, bei welcher die Wendesäule sich nur in einigen wenigen Punkten gegen die Wendenische stützt; an den betreffenden Stellen, welche allen (Fig. 34, S. 36) oder einigen Riegeln entsprechen (Fig. 36, S. 37), sind Stühle angebracht, welche die bei geschlossenen Thorflügeln auftretenden Riegeldrücke klar und bestimmt in das Mauerwerk leiten. Wenn für jeden Riegel ein Stuhl angeordnet ist, so wird die Wendesäule durch die Riegeldrücke gar nicht in Anspruch genommen; entspricht aber etwa nur jedem zweiten oder dritten Riegel ein Stützpunkt, so findet eine Inanspruchnahme der Wendesäule auf Biegung statt. Am zweckmäfsigsten dürfte es sein, wie in § 15 empfohlen ist, nur am Obertramen einen Riegeldruck in das Seitenmauerwerk der Schleusen zu leiten, da man dann klare Kraftwirkung und die Möglichkeit genauer Berechnung der Thorteile hat.

---

[23]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1891, S. 142 ff.

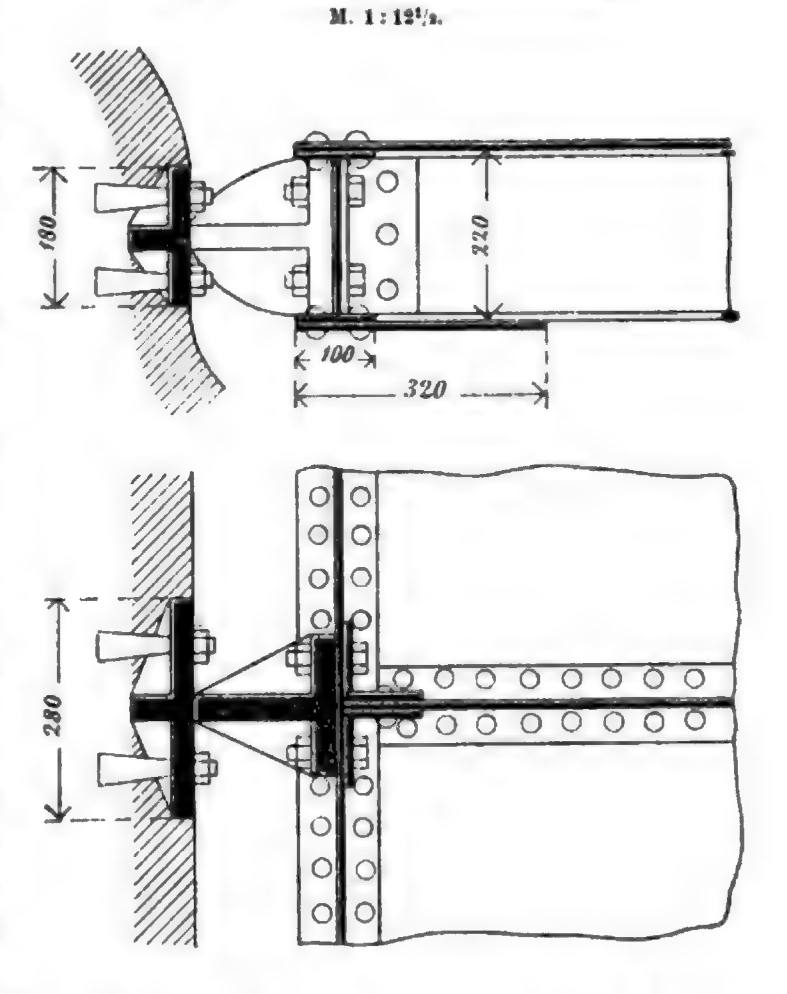
Der Baustoff zu den Wendesäulen ist Gufseisen, Schmiedeeisen, Flufseisen und Holz. — Gufseisen ist wegen seiner geringen Zuverlässigkeit gegen Stöfse und Frost nicht empfehlenswert, bietet auch bei dem heutigen Stande der Konstruktion für die Querschnittsbildung keine Vorteile mehr. Gufseiserne Wendesäulen sind somit eine veraltete, zu vermeidende Konstruktion.

Ein guter Baustoff ist Walz- bezw. Schweifseisen, auch Flufseisen, beide unter Umständen im Verein mit Holz.

Die Querschnitte der Wendesäulen müssen so gestaltet sein, dafs sie ein für die Belastung durch die Riegeldrücke genügendes Trägheitsmoment aufweisen, leichte und sichere Verbindung mit Ober- und Untertramen, sowie den Riegeln, gute Anbringung des Dichtungsholzes, der Stühlchen, des Zapfens am oberen und der Pfanne am unteren Ende gestatten, endlich bequem für Rostuntersuchung und Farbeerneuerung zugänglich sind.

a. **Wendesäulen, bei denen die Dichtung mittels eines besonderen, auf der Unterwasserseite angebrachten Holzes erzielt ist.** Wie für die Pfosten empfiehlt sich auch für die Wendesäule — den Endpfosten — der I-förmige Querschnitt. Für kleine und mittlere Thore ordne man einfach I-förmige Walzeisen an, bei gröfseren Abmessungen den bekannten Blechträgerquerschnitt. Fig. 74 zeigt eine Wendesäule aus einem I-förmigen Walzbalken. Die Riegel sind Walzbalken gleicher Höhe; an der Unterwasserseite ist auf den I-Träger eine lotrechte Blechtafel genietet, welche einen sehr guten Anschlufs der Riegel ermöglicht; im übrigen dienen zur Verbindung der Riegel mit der Wendesäule Winkeleisen in der üblichen Weise. Eine Wendesäule mit Blechträgerquerschnitt zeigt Fig. 75. Hier sind Lamellen auf der Unter- und Oberwasserseite angebracht. Ein Beispiel einer älteren Konstruktion giebt Fig. 76. Obgleich die Dichtung durch ein besonderes Holz erzielt wird, hat man doch nicht auf das Anliegen der ganzen Wendesäule in der Wendenische verzichtet. Diese Ausführung weist wohl die erste ganz aus Schmiedeeisen hergestellte Wendesäule in Deutschland auf; die Berührung der Wendesäule und Wendenische findet in dem Teile eines Kreiscylinders statt. Die Wendenische ist aus sauber abgeschliffenen Granitquadern aufgebaut, die nach aufsen fallenden Nietköpfe der Wendesäule sind versenkt. Diese zu ihrer Zeit vorzügliche Konstruktion ist aus den oben angegebenen Gründen veraltet; ein weiterer Nachteil derselben ist die schlechte innere Zugänglichkeit der Wendesäule.

Fig. 74. *Schleuse bei Oberlahnstein.*
M. 1 : 12½.



b. Wendesäulen, bei welchen die Dichtung durch das vollständige Anliegen in der Wendenische erfolgt. Man kann hierher schon die unter a. besprochene Konstruktion Fig. 76 rechnen. Fig. 77 zeigt ein Beispiel aus neuester Zeit von der zweiten Hafeneinfahrt zu Wilhelmshaven.[24]) Der Querschnitt der Wendesäule ist halbkreisförmig, die gebogenen und gehobelten Mantelbleche sind 25 mm stark und umfassen einen Pfosten von Blechträger-Querschnitt. Pfosten und Halbkreiscylinder bilden die Wendesäule. An dem Pfosten sind die Riegel befestigt, in deren Fortsetzung wagerechte Aussteifungen im Innern der Wendesäule angebracht sind. Die wagerechten Stöſse der Mantelbleche entsprechen genau der Riegelteilung und werden durch innere, 12 mm starke Aussteifungsbleche gedeckt. Diese Wendesäule legt sich nun in ihrer ganzen Höhe von 14,22 m in die Wendenische und dichtet die Fuge. Die Eisenarbeit war sehr schwierig, noch schwieriger die Herstellung des dichten Schlusses. Es dürfte sich empfehlen, diese Anordnung nicht nachzuahmen.

Fig. 75. *Kanal von Lens nach La Deule.* M. 1:12½.

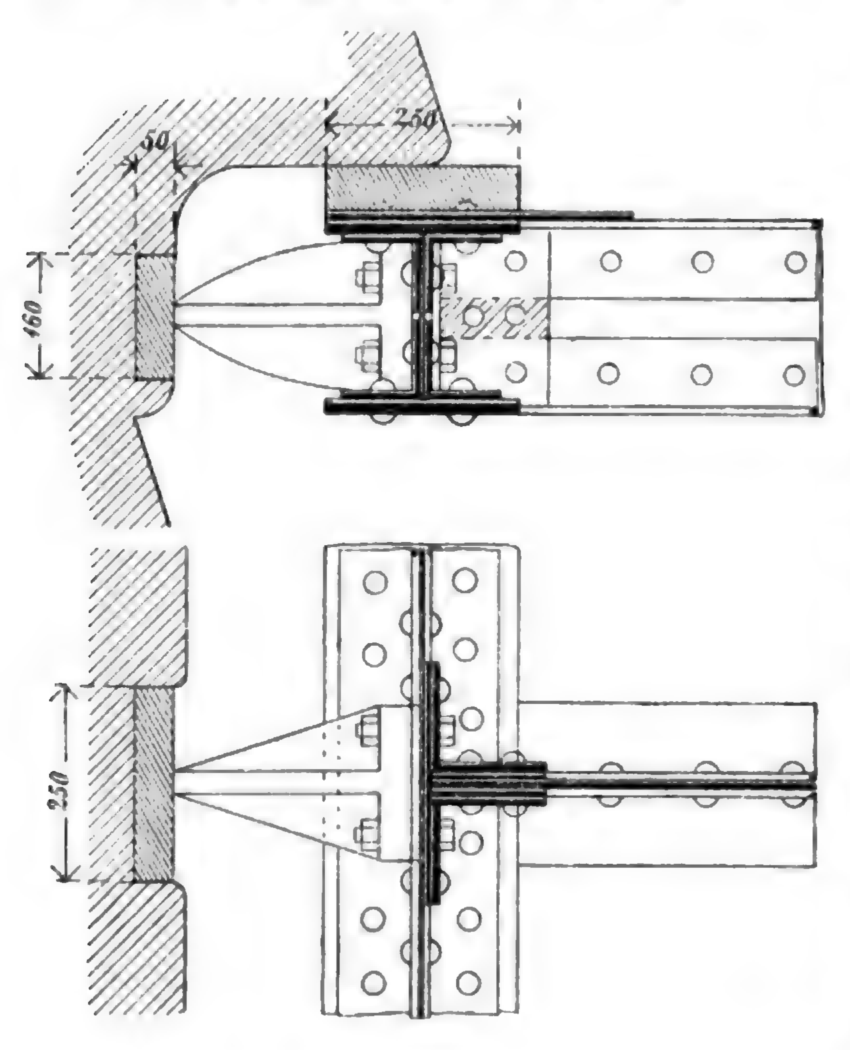


Fig. 76. *Geestemünde.* M. 1:20.

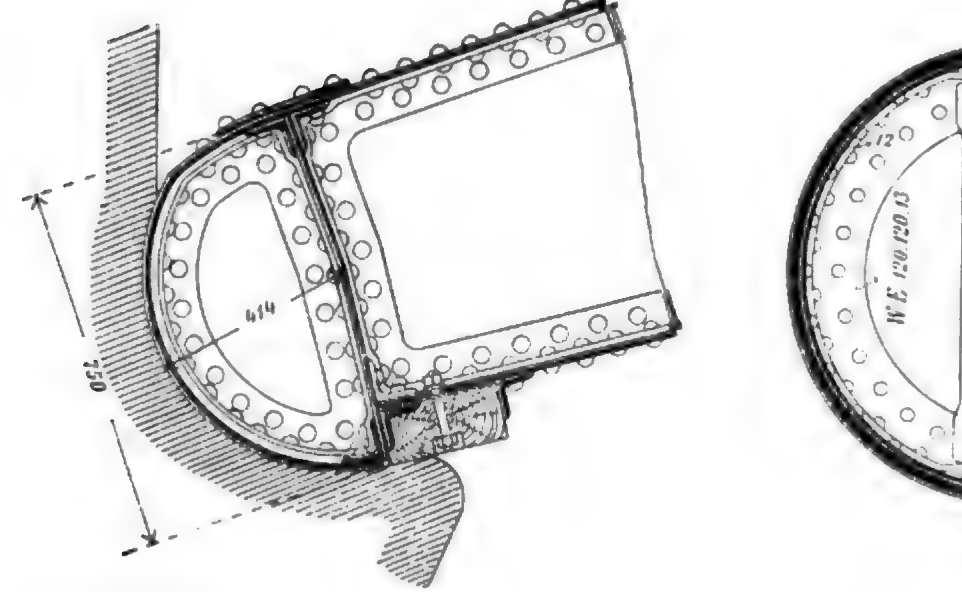
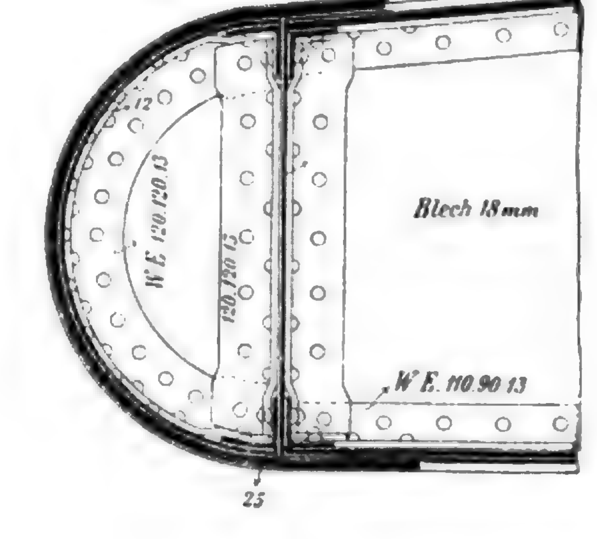


Fig. 77. *Zweite Hafeneinfahrt zu Wilhelmshaven.* M. 1:20.



[24]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1891, S. 142 ff.

Etwas anders sind die Wendesäulen bei den neueren englischen Schleusen, deren Anordnung Fig. 78 zeigt. Der Kern der Wendesäule ist ein Pfosten mit T-förmigem Querschnitt, aus Blechen und Winkeleisen zusammengesetzt und mit zwei Hölzern von viertelelliptischem Querschnitt ausgestattet, welche bei geschlossenen Thoren in der Wendenische anliegen. Diese Hölzer dichten und übertragen zugleich die Riegeldrücke auf das Seitenmauerwerk. Man nimmt dazu Greenheart-Holz. Vorteile dieser Konstruktion sind, dafs das genaue Anpassen der Wendesäule an die Wendenische eine verhältnismäfsig leichte Arbeit ist, dafs kleine Fehler in der Dichtigkeit durch Auswechseln des Holzes leicht verbessert werden können; ferner schliefsen die Riegel bequem an, Untersuchung der Wendesäule ist nicht schwierig; das Holz bildet einen elastischen Körper zwischen Thorflügel und Mauerwerk. Die Unsicherheit der Riegelbeanspruchung bleibt aber bestehen. Eine ähnliche Anordnung zeigt Fig. 79, bei welcher die Wendesäule aus einem ⊏-Eisen und daran befestigten Holz besteht; zur Verbindung beider Teile dienen 15 cm lange Holzschrauben.

Fig. 78. *Englische Schleusen.*
M. 1 : 25.

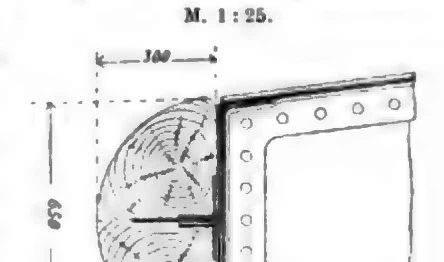
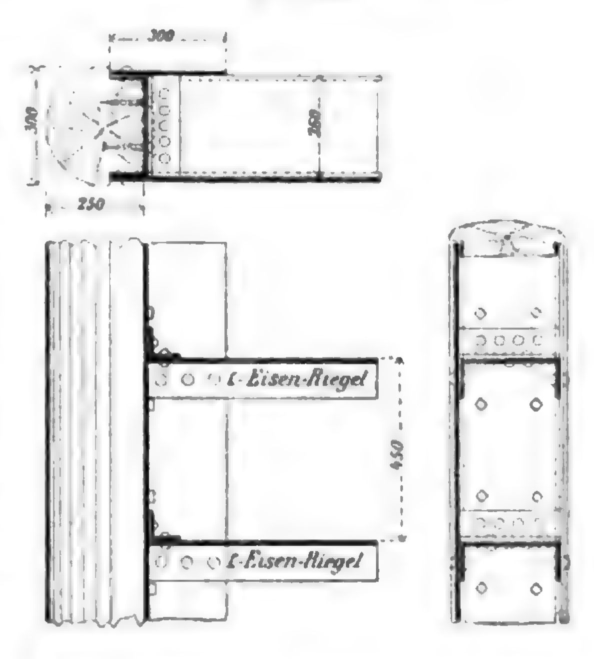


Fig. 79. *Schleuse zu Oppeln.*
M. 1 : 25.



c. **Wendesäulen für einwandige gekrümmte Schleusenthore.** Bei den nach der Gleichgewichtslinie gekrümmten Thoren, bei welchen die Bekleidung die Kräfte nach den Seitenmauern ableitet, ohne durch eigentliche Riegel und Pfosten unterstützt zu werden, dient die Wendesäule gewissermafsen als Kämpfer des Thorbogens auf die ganze Höhe; sie mufs deshalb einen kräftigen Rahmen bilden, zunächst die Kräfte aufnehmen und sie dann sicher in das Mauerwerk weiter befördern. Es ist also für eine gute Verbindung der Wendesäule mit der gekrümmten Bekleidung und für gute Unterstützung der ersteren in der Wendenische zu sorgen. Die Herstellung des dichten Schlusses erfolgt am zweckmäfsigsten wieder mittels einer besonderen Holzleiste. Fig. 80 zeigt die Wendesäule von einem Thorpaar aus ebenem gekrümmten Blech. Druckübertragung findet auch hier durch einen genau an die Wendenische anliegenden Cylinder statt. Dieser wurde durch Winkeleisen mit der Bekleidung und den aus T-Eisen hergestellten, die Bekleidung aussteifenden Rippen verbunden. Auch hier war die Herstellung eine sehr schwierige. Es steht aber nichts im Wege, die Wendesäule als I- oder kreuzförmigen Pfosten herzustellen und in einzelnen Punkten gegen das Mauerwerk der Wendenische abzustützen.


Fig. 80. *Weserschleuse zu Hameln.*
M. 1 : 20.

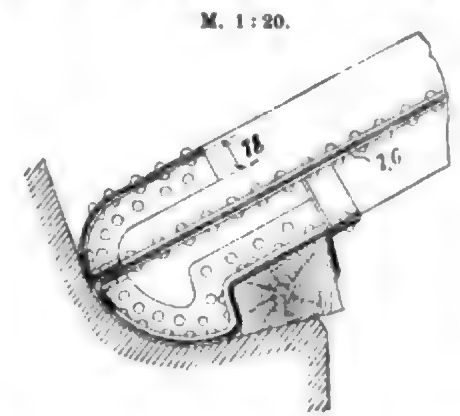
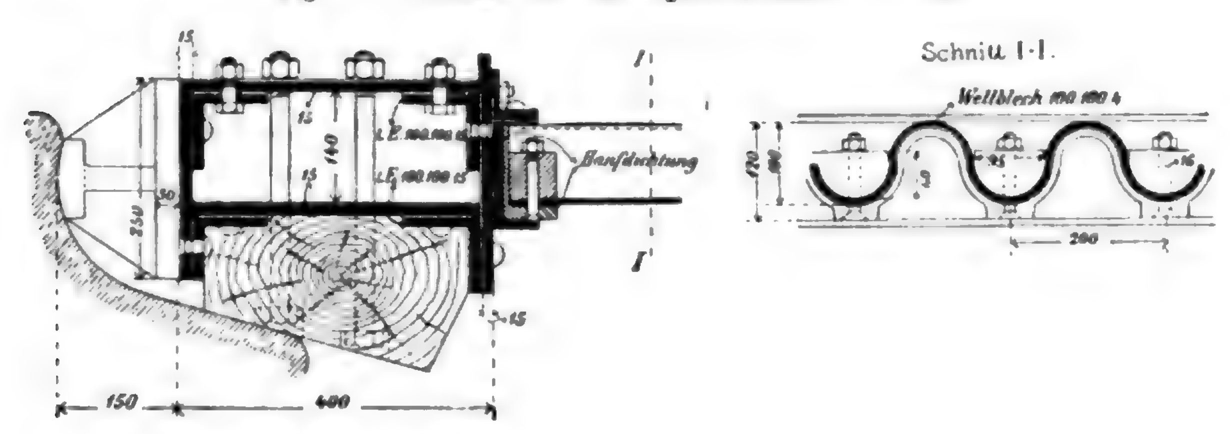


Fig. 81 zeigt den Querschnitt einer bei den Thoren des Oder-Spree-Kanals angewendeten Wendesäule. Diese Thore sind im Grundrifs nach dem Kreisbogen gekrümmt,

und zwar sind nicht ebene Bleche, sondern Wellblechtafeln verwendet. Die Wendesäule hat kastenförmigen Querschnitt; derselbe wird durch vier Bleche und vier Winkeleisen gebildet; die auf der Unterwasserseite gelegenen Winkeleisen nehmen das Dichtungsholz auf. Eine gröfsere Zahl von Stützwinkeln überträgt den Druck aus der Wendesäule in das Mauerwerk. Der Anschlufs des Wellblechs an die Wendesäule findet statt mit Hilfe eines lotrechten ⊏-Eisens und besonders in demselben angebrachter Gufsstücke.

Fig. 81. *Schleuse des Oder-Spree-Kanals.* M. 1:12,5.

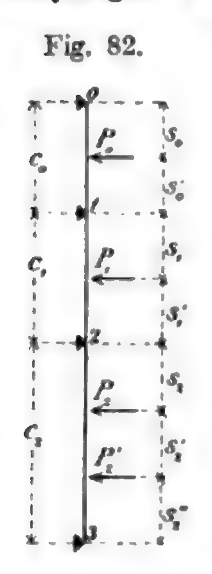


§ 20. Berechnung der Wendesäule.

a. Wendesäule für Riegelthore.

Die Wendesäulen, welche bei geschlossenen Thoren auf ihre ganze Höhe in den Wendenischen anliegen, werden nicht auf Biegung beansprucht; ebensowenig findet bei denjenigen Wendesäulen Biegungsbeanspruchung statt, bei welchen für jeden Riegel ein Stützpunkt in der Wendenische angeordnet ist. Nur dann ist eine Berechnung auf Biegungsbeanspruchung bei geschlossenen Thoren vorzunehmen, wenn nicht für jeden Riegel eine Stütze vorhanden ist, wenn also zwischen den Stützpunkten Riegel, d. h. Lastpunkte der Wendesäule ansetzen. Dieser Fall ist durch Fig. 82 schematisch dargestellt. Bei der Berechnung der auf die Wendesäule übertragenen Riegeldrücke P_0, P_1, P_2, P_2' braucht man nur die in den Axen der Riegel wirkenden Kräfte zu berücksichtigen; die normal zur Riegelaxe wirkenden Seitenkräfte werden durch die Dichtungsleisten direkt in das Seitenmauerwerk übertragen, belasten also die Wendesäule nicht auf Biegung.

Fig. 82.



Die Wendesäule kann für die Berechnung als ein durchgehender (kontinuierlicher) Balken aufgefafst werden. Die Stützenmomente M_n, M_{n+1}, M_{n+2} ... ergeben sich aus der allgemeinen Gleichung des Anhangs:

$$\left.\begin{aligned} & M_n c_n + 2\,M_{n+1}(c_n + c_{n+1}) + M_{n+2}\,c_{n+1} = \\ & 6\int_0^{c_{n+1}} m_{n+1}\,dx + \frac{6}{c_n}\int_0^{c_n} m_n\,x\,dx - \frac{6}{c_{n+1}}\int_0^{c_{n+1}} m_{n+1}\,x\,dx \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots 57.$$

In dieser Gleichung bedeuten m_n, m_{n+1} die Momente, welche in den einzelnen Querschnitten des $n$ten bezw. $n+1$ten Feldes auftreten würden, wenn die Felder durch in den Endpunkten derselben frei aufliegende Balken überdeckt wären.

Für die weitere Behandlung sind Felder mit einem Lastpunkte und Felder mit zwei Lastpunkten zwischen den Stützen zu unterscheiden.

Felder mit einem Lastpunkte zwischen zwei Stützen. Trägt man die Werte der m in den verschiedenen Punkten der Felder als wagerechte Ordinaten auf, so erhält man Dreiecke, deren Höhen (wagerecht gemessen) gleich den Momenten m in den Lastpunkten sind; es ist also (Fig. 83):

Fig. 83.

$$\overline{GH} = \frac{P_n \,.\, s_n \,.\, s_n'}{c_n}, \quad \overline{JK} = \frac{P_{n+1}\, s_{n+1}\, s_{n+1}'}{c_{n+1}}$$

und

$$\int_0^{c_{n+1}} m_{n+1}\, dx = \frac{\overline{JK}\,.\, c_{n+1}}{2} = \frac{P_{n+1}\, s_{n+1}\, s_{n+1}'}{2},$$

$$\int_0^{c_n} m_n\, x\, dx = \frac{\overline{GH}\,.\, s_n}{2} \cdot \frac{2}{3}\, s_n + \frac{\overline{GH}\,.\, s_n'}{2}\left(s_n + \frac{s_n'}{3}\right) = \frac{P_n\, s_n\, s_n'}{6\, c_n}\,[2\, s_n^2 + 3\, s_n\, s_n' + (s_n')^2],$$

$$\int_0^{c_{n+1}} m_{n+1}\, x\, dx = \frac{P_{n+1}\, s_{n+1}\, s_{n+1}'}{6\, c_{n+1}}\,[2\, s_{n+1}^2 + 3\, s_{n+1}\, s_{n+1}' + (s_{n+1}')^2].$$

Werden diese Werte in obige allgemeine Gleichung 57 eingesetzt, so ergiebt sich:

$$\left.\begin{aligned} M_n c_n + 2\, M_{n+1}\,(c_n + c_{n+1}) + M_{n+2}\, c_{n+1} = \frac{P_n\, s_n\, s_n'}{c_n^2}\,[2\, s_n^2 + (s_n')^2 + 3\, s_n\, s_n'] + \\ \frac{P_{n+1}\, s_{n+1}\, s_{n+1}'}{c_{n+1}^2}\,[2\,(s_{n+1}')^2 + s_{n+1}^2 + 3\, s_{n+1}\, s_{n+1}'] \end{aligned}\right\} \quad 58.$$

Durch Anwendung dieser Gleichung für $n = 0, 1, 2 \ldots$ erhält man die genügende Zahl von Gleichungen, um alle Stützenmomente berechnen zu können, wenn man beachtet, dafs die Momente an den Endstützen o und r den Wert Null haben.

Für $s_n = s_n' = \frac{c_n}{2}$ und $s_{n+1} = s_{n+1}' = \frac{c_{n+1}}{2}$ vereinfacht sich Gleichung 58 in:

$$M_n\, c_n + 2\, M_{n+1}\,(c_n + c_{n+1}) + M_{n+2}\, c_{n+1} = \frac{3}{8}\,[P_n\, c_n^2 + P_{n+1}\, c_{n+1}^2] \quad . \; . \quad 59.$$

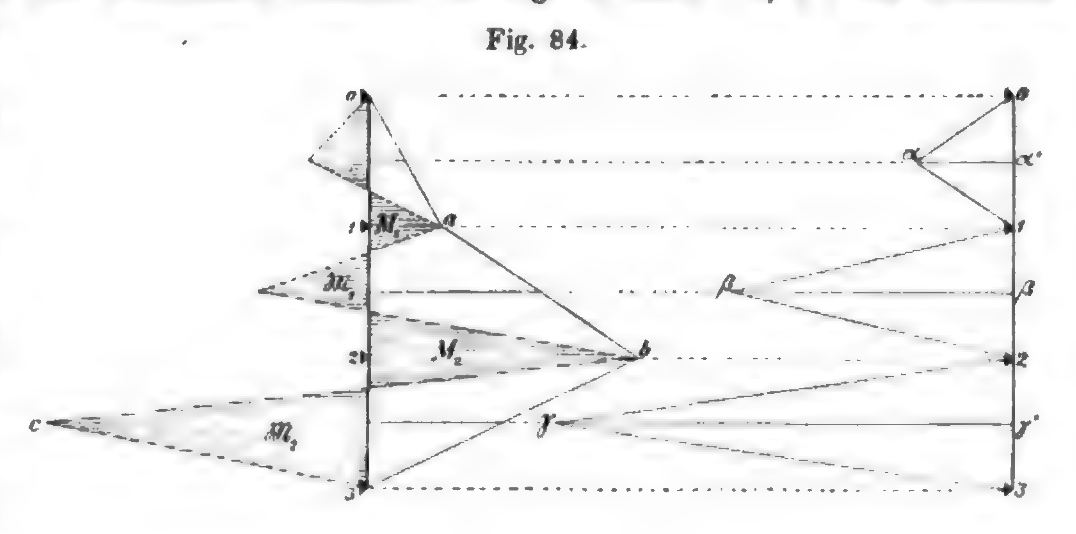
Wenn alle Felder gleich lang sind, d. h. wenn $c_n = c_{n+1} = \ldots c$ ist, so wird:

$$M_n + 4\, M_{n+1} + M_{n+2} = \frac{3}{8}\, c\,(P_n + P_{n+1}) \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 60.$$

Die Werte P_n, $P_{n+1} \ldots$ können nach § 13 leicht ermittelt, demnach hier als bekannt angesehen werden.

Die Stützenmomente M sind nach der gewöhnlichen Bezeichnungsweise negativ. Kennt man dieselben, so sind damit auch die negativen Beiträge zu den Momenten an allen anderen Stellen der Wendesäule bekannt. In Fig. 84 seien $\overline{1\,a}$, $\overline{2\,b}$ die Momente an den Stützen 1 und 2 (bei 0 und 3 sind die Momente gleich Null); die wagerechten Ordinaten bis zu den Verbindungslinien $\overline{0\,a}$, $\overline{a\,b}$, $\overline{b\,3}$ sind die negativen Beiträge zu den Momenten an den verschiedenen Stellen der Wendesäule. Mit

Fig. 84.



diesen setzen sich die positiven Beiträge zusammen, welche durch die wagerechten Ordinaten der Dreiecke 0 α 1, 1 β 2, 2 γ 3 (Fig. 84 rechts) dargestellt sind. In Fig. 84 sind beide Werte an allen Stellen algebraisch addiert und die endgiltigen Ergebnisse durch Schraffur hervorgehoben. Die nach $\left\{\begin{matrix}\text{rechts}\\ \text{links}\end{matrix}\right\}$ fallenden Flächen bedeuten $\left\{\begin{matrix}\text{negative}\\ \text{positive}\end{matrix}\right\}$ resultierende Momente.

Seien beispielsweise vier Stützen vorhanden, so heifsen bei Anordnung von drei gleich langen Feldern mit je einem Mitten-Lastpunkt die Gleichungen (nach Gl. 60), da $M_0 = M_3 = 0$ ist:

$$4\,M_1 + M_2 = \frac{3}{8}\,c\,(P_0 + P_1), \qquad (n = 0),$$

$$M_1 + 4\,M_2 = \frac{3}{8}\,c\,(P_1 + P_2), \qquad (n = 1).$$

Man erhält:

$$M_1 = \frac{c}{40}\,[4\,P_0 + 3\,P_1 - P_2],$$

$$M_2 = \frac{c}{40}\,[-P_0 + 3\,P_1 + 4\,P_2].$$

Nach § 13, S. 48 können angenähert, aber genügend genau, wenn das Oberwasser mit dem obersten Riegel zusammenfällt und auf den Gegendruck des Unterwassers nicht gerechnet wird, die in Fig. 85 schraffierten Teile der Druckfigur als die belastenden Flächen der zu P_0, P_1, P_2 gehörigen Riegel angenommen werden. Man erhält als Belastung eines laufenden Meters Riegel bezw.

Fig. 85.

$$p_0 = \frac{\gamma\,c^2}{4}, \qquad p_1 = \frac{3\,\gamma\,c^2}{4}, \qquad p_2 = \frac{5}{4}\,\gamma\,c^2,$$

und da allgemein $P = \frac{p\,l\,w}{4\,f}$ ist:

$$P_0 = \frac{\gamma\,c^2\,l\,w}{16\,f}, \quad P_1 = \frac{3\,\gamma\,c^2\,l\,w}{16\,f}, \quad P_2 = \frac{5\,\gamma\,c^2\,l\,w}{16\,f}.$$

Mit diesen Werten wird:

$$M_1 = \frac{\gamma\,c^3\,l\,w}{80\,f}, \qquad M_2 = \frac{\gamma\,c^3\,l\,w}{80\,f}\,.\,3{,}5.$$

In Fig. 84 sind $\overline{1\,a} = M_1$, $\overline{2\,b} = M_2$ an den betreffenden Stützen wagerecht aufgetragen, die negativen und positiven Beiträge zu den Momenten ermittelt, wie oben angegeben und dann ist die algebraische Summe gezogen.

Hier ist $s_0 = s_0' = \frac{c_0}{2}$, $s_1 = s_1' = \frac{c_1}{2}$, $s_2 = s_2' = \frac{c_2}{2}$, $c_0 = c_1 = c_2$, also:

$$\alpha\,\alpha' = \frac{P_0\,c}{4} = \frac{\gamma\,c^3\,l\,w}{80\,f}\,.\,\frac{5}{4}, \qquad \beta\,\beta' = \frac{P_1\,c}{4} = \frac{\gamma\,c^3\,l\,w}{80\,f}\,.\,\frac{15}{4},$$

$$\gamma\,\gamma' = \frac{P_2\,c}{4} = \frac{\gamma\,c^3\,l\,w}{80\,f}\,.\,\frac{25}{4}.$$

Das gröfste negative resultierende Moment ist $M_2 = \frac{\gamma\,c^3\,l\,w}{80\,f}\,.\,3{,}5$, das gröfste positive resultierende Moment ist $\mathfrak{M}_2 = \frac{\gamma\,c^3\,l\,w}{80\,f}\,.\,4{,}5$.

$\mathfrak{M}_2$ giebt hier den absoluten Gröfstwert.

Sei $c = 2{,}0$ m, $l = 2{,}8$ m, $w = 5{,}2$ m, $f = 1$ m, so ist

$$M_{max} = \frac{1000\,.\,8\,.\,2{,}8\,.\,5{,}2}{80\,.\,1}\,.\,4{,}5 = 6552 \text{ kgm} = 655200 \text{ kgcm}.$$

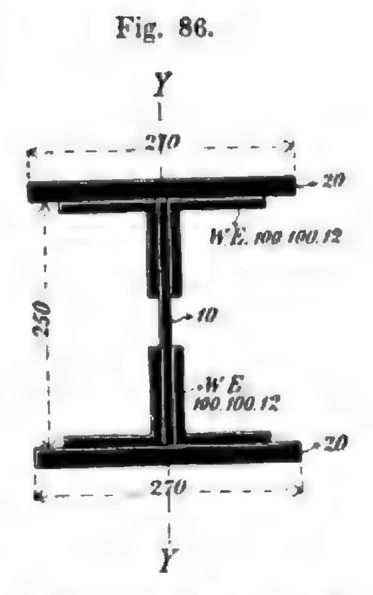


Fig. 86.

Wird als zulässige Inanspruchnahme $K = 1000$ kg/qcm gesetzt, so mufs sein:

$$\frac{J}{a} = \frac{655\,200}{1000} = 655{,}2 \text{ cm}^3.$$

Das Trägheitsmoment nebenstehenden Querschnitts (Fig. 86) für die Axe YY ist:

$$J_y = \frac{1}{12}\,[2 \cdot 2 \cdot 27^3 + 2 \cdot 1{,}2 \cdot 21^3 + 2 \cdot 8{,}8 \cdot 3{,}4^3 + 5 \cdot 1^3] = 9002 \text{ cm}^4$$

und

$$\frac{J}{a} = 666 \text{ cm}^3.$$

Da die Widerstandsmomente für die bei der Berechnung in Betracht kommende Axe bei den Walzbalken mit I-förmigem Querschnitt nur klein sind, so genügen diese Walzbalken nur bei geringen Thorhöhen und Weiten, falls nicht für jeden Riegel eine Stütze angeordnet wird.

Wenn ein Gegendruck vom Unterwasser aus stattfindet, so ändern sich nur die Werte der betreffenden Riegeldrücke P. Liegt etwa der Unterwasserspiegel in der Höhe von Stütze 2, so würde die zugehörige Druckfigur (Fig. 85) für p_2 ein Rechteck (etwa wie punktiert), und es wird $p_2 = 2\gamma c \cdot \frac{c}{2} = \gamma c^2$, also

$$P_2 = \frac{\gamma c^2 l w}{4f} = \left(\frac{\gamma c^2 l w}{16 f}\right) 4.$$

P_0 und P_1 behalten die früheren Werte. Man bekommt durch Einsetzen in die für M_1 und M_2 gefundenen Ausdrücke:

$$M_1 = \frac{c}{40} \cdot \frac{\gamma c^2 l w}{16 f}\,(4 + 9 - 4) = \left(\frac{\gamma c^3 l w}{80 f}\right)\frac{9}{8},$$

$$M_2 = \frac{c}{40} \cdot \frac{\gamma c^2 l w}{16 f}\,(-1 + 9 + 16) = \frac{\gamma c^3 l w}{80 f}\,3.$$

Hier ist das gröfste positive Moment in der Mitte von Feld 3:

$$\gamma' \gamma = \frac{P_2 c}{4} = \frac{\gamma c^3 l w}{16 f} = \left(\frac{\gamma c^3 l w}{80 f}\right) 5,$$

mithin das gröfste resultierende Moment in der Mitte dieser Öffnung:

$$\mathfrak{M}_2 = \frac{\gamma c^3 l w}{80 f}\left(5 - \frac{3}{2}\right) = \frac{\gamma c^3 l w}{80 f}\,3{,}5.$$

Dieses ist auch zugleich absolut genommen das gröfste Moment. Also ist mit den obigen Zahlenwerten:

$$M_{max} = \frac{1000 \cdot 8 \cdot 2{,}8 \cdot 5{,}2 \cdot 3{,}5}{80 \cdot 1} = 5096 \text{ kgm} = 509\,600 \text{ kgcm}.$$

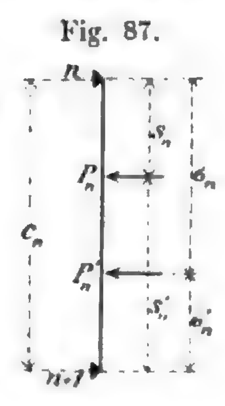


Fig. 87.

Felder mit zwei Lastpunkten zwischen den Stützpunkten (Fig. 87). Die Integrale der allgemeinen Gleichung haben folgende Werte:

$$\int_0^{c_{n+1}} m_{n+1}\,dx = \frac{P_{n+1}\,s_{n+1}\,s'_{n+1}}{2} + \frac{P'_{n+1}\,\sigma_{n+1}\,\sigma'_{n+1}}{2},$$

$$\int_0^{c_n} m_n\,x\,dx = \frac{P_n\,s_n\,s'_n}{6\,c_n}\,[2\,s_n^2 + 3\,s_n\,s'_n + (s'_n)^2] + \frac{P'_n\,\sigma_n\,\sigma'_n}{6\,c_n}\,[2\,\sigma_n^2 + 3\,\sigma_n\,\sigma'_n + (\sigma'_n)^2],$$

$$\int_0^{c_{n+1}} m_{n+1}\,x\,dx = \frac{P_{n+1}\,s_{n+1}\,s'_{n+1}}{6\,c_{n+1}}\,[2\,s_{n+1}^2 + 3\,s_{n+1}\,s'_{n+1} + (s'_{n+1})^2] +$$

$$+ \frac{P'_{n+1}\,\sigma_{n+1}\,\sigma'_{n+1}}{6\,c_{n+1}}\,[2\,\sigma_{n+1}^2 + 3\,\sigma_{n+1}\,\sigma'_{n+1} + (\sigma'_{n+1})^2].$$

Durch Einsetzen dieser Werte in die Gleichung 57 erhält man die allgemeine Gleichung für die Ermittelung der Stützenmomente.

Wenn $s_n = \frac{c_n}{3} = \sigma'_n$, $s'_n = \sigma_n = \frac{2}{3} c_n$ ist, so werden:

$$\int_0^{c_{n+1}} m_{n+1}\, dx = \frac{P_{n+1}\, c_{n+1}^2}{9} + \frac{P'_{n+1}\, c_{n+1}^2}{9} = \frac{(c_{n+1})^2}{9}\,(P_{n+1} + P'_{n+1})$$

$$\int_0^{c_n} m_n\, x\, dx = \frac{c_n^3}{81}\,(4\,P_n + 5\,P'_n),$$

$$\int_0^{c_{n+1}} m_{n+1}\, x\, dx = \frac{c_{n+1}^3}{81}\,(4\,P_{n+1} + 5\,P'_{n+1}).$$

Mit diesen Werten ergiebt sich:

$$M_n c_n + 2\,M_{n+1}\,(c_n + c_{n+1}) + M_{n+2}\, c_{n+1} = \frac{c_n^2}{27}\,(8\,P_n + 10\,P'_n) + \frac{c_{n+1}^2}{27}\,(10\,P_{n+1} + 8\,P'_{n+1}) \quad 61.$$

Für $c_n = c_{n+1} = c$ wird:

$$M_n + 4\,M_{n+1} + M_{n+2} = \frac{c}{27}\,(8\,P_n + 10\,P'_n + 10\,P_{n+1} + 8\,P'_{n+1}) \quad . \quad . \quad 62.$$

Wenn sowohl Felder mit einem, wie solche mit zwei Lastpunkten vorkommen, so sind für die beiden Felder, deren eines einen Lastpunkt, deren anderes zwei Lastpunkte hat, die bezüglichen Integralwerte in die allgemeine Gleichung einzuführen. Man erhält:

$$M_n\, c_n + 2\,M_{n+1}\,(c_n + c_{n+1}) + M_{n+2}\, c_{n+1} = \frac{3}{8}\, P_n\, c_n^2 + \frac{c_{n+1}^2}{27}\,(10\,P_{n+1} + 8\,P'_{n+1}). \quad 63.$$

$$\left(s_n = s'_n = \frac{c_n}{2} \text{ und } s_{n+1} = \frac{c_{n+1}}{3} = \sigma'_{n+1} \text{ angenommen}\right).$$

Für die Abteilung mit einem Lastpunkt in jedem Felde verwendet man Gl. 59 u. 60, für die Abteilung mit zwei Lastpunkten in jedem Felde wendet man Gl. 61 u. 62, für die beiden Nachbarfelder mit einem bezw. zwei Lastpunkten wendet man Gl. 63 an.

Beispiel. Es seien wieder vier Stützen in gleichen Abständen angeordnet, und zwar sollen die beiden oberen Felder je einen Lastpunkt in der Mitte, das untere Feld zwei Lastpunkte in $1/3$ und $2/3$ der Weite haben (Fig. 88). Dann ist nach Gl. 60 für $n = 0$:

Fig. 88.

$$4\,M_1 + M_2 = \frac{3}{8}\, c\,(P_0 + P_1),$$

und nach Gl. 63 für $n = 1$, weil $c_n = c_{n+1} = c$ ist:

$$M_1 + 4\,M_2 = \frac{3}{8}\, c\,(P_1) + \frac{c}{27}\,(10\,P_2 + 8\,P_2').$$

Die Auflösung ergiebt:

$$M_1 = \frac{c}{15}\left[\frac{3}{2}\,P_0 + \frac{9}{8}\,P_1 - \frac{10}{27}\,P_2 - \frac{8}{27}\,P_2'\right],$$

$$M_2 = c\left[\frac{3\,P_1 - P_0}{40} + \frac{40\,P_2 + 32\,P_2'}{405}\right].$$

Sei wieder $c = 2{,}0$ m, $l = 2{,}8$ m, $w = 5{,}2$ m, $f = 1$ m,

$$P_0 = \frac{\gamma\, c^2\, l\, w}{16\, f}, \qquad P_1 = \frac{\gamma\, c^2\, l\, w}{16\, f}\cdot 3,$$

$$P_2 = \frac{2\,\gamma\, c^2}{3}\cdot\frac{l\, w}{4\, f} = \left(\frac{\gamma\, c^2\, l\, w}{16\, f}\right)\left(\frac{8}{3}\right), \quad \left\{\begin{matrix}\text{Unterwasserspiegel liege} \\ \text{in Höhe von Stütze 2}\end{matrix}\right\}$$

$$P_2' = \frac{2\,\gamma\, c^2}{3}\cdot\frac{l\, w}{4\, f} = \frac{\gamma\, c^2\, l\, w}{16\, f}\left(\frac{8}{3}\right),$$

so wird:

$$M_1 = \frac{c}{15} \cdot \frac{\gamma c^2 l w}{16 f} \left[\frac{3}{2} + \frac{27}{8} - \frac{10}{27} \cdot \frac{8}{3} - \frac{8}{27} \cdot \frac{8}{3}\right] = \frac{\gamma c^3 l w}{f} \, 0{,}0129.$$

$$M_2 = 0{,}042 \, \frac{\gamma c^3 l w}{f}.$$

Die positiven Momente in den Lastpunkten sind bezw.:

$$\text{in Feld } \overline{0\,1}: \; \frac{P_0 c}{4} = \frac{\gamma c^3 l w}{64 f}, \qquad \text{in Feld } \overline{1\,2}: \; \frac{P_1 c}{4} = \frac{\gamma c^3 l w}{64 f} \,.\, 3,$$

$$\text{in Feld } \overline{2\,3} \text{ bezw.: } P_2 \,.\, \frac{c}{3} \,.\, \frac{2}{3} + P_2' \frac{c}{9} = \frac{c}{9}(2 P_2 + P_2') = \frac{3c}{9} P_2 = \frac{P_2 c}{3} = \frac{\gamma c^3 l w}{18 f},$$

$$\text{und } \; P_2' \,.\, \frac{c}{3} \,.\, \frac{2}{3} + P_2 \frac{c}{9} = \frac{c}{9}(2 P_2' + P_2) = \frac{3c}{9} P_2 = \frac{P_2 c}{3} = \frac{\gamma c^3 l w}{18 f}.$$

Als resultierende Momente ergeben sich für

$$\text{Lastpunkt } \alpha: \; \mathfrak{M}_\alpha = \frac{\gamma c^3 l w}{f}\left(\frac{1}{64} - \frac{0{,}0129}{2}\right) = 0{,}0092 \, \frac{\gamma c^3 l w}{f},$$

$$\text{,, } \; \beta: \; \mathfrak{M}_\beta = \frac{\gamma c^3 l w}{f}\left(\frac{3}{64} - 0{,}0274\right) = 0{,}02 \, \frac{\gamma c^3 l w}{f},$$

$$\text{,, } \; \gamma: \; \mathfrak{M}_\gamma = \frac{\gamma c^3 l w}{f}\left(\frac{1}{18} - 0{,}028\right) = 0{,}028 \, \frac{\gamma c^3 l w}{f},$$

$$\text{,, } \; \delta: \; \mathfrak{M}_\delta = \frac{\gamma c^3 l w}{f}\left(\frac{1}{18} - 0{,}014\right) = 0{,}042 \, \frac{\gamma c^3 l w}{f}.$$

Der absolut genommen gröfste Wert des Momentes ist also hier:

$$M_{max} = 0{,}042 \,.\, \frac{\gamma c^3 l w}{f},$$

d. h. hier ist $M_{max} = 42 \,.\, 8 \,.\, 2{,}8 \,.\, 5{,}2 = 4892{,}16$ **kgm**, $M_{max} = 489216$ **kgcm**.

Im vorstehenden Beispiel sind dieselben Abmessungen angenommen, wie auf S. 73, nur sind hier in dem untersten Felde zwei Lastpunkte an Stelle des früheren einen Lastpunktes angeordnet. Das Biegungsmoment in der Wendesäule ist dadurch etwas ermäfsigt.

Wie aus vorstehenden Berechnungen hervorgeht, erleiden die Wendesäulen, bei welchen nicht für jeden Riegel eine Stütze angeordnet ist, recht bedeutende Biegungsmomente. Man kann dieselben vermeiden, indem man für jeden Riegel einen Stützpunkt in der Wendesäule anbringt — was sich stets empfehlen dürfte, wenigstens für die tiefliegenden Riegel mit grofsen Axialkräften.

Die obigen Berechnungsannahmen sind etwas zu ungünstig, weil ein Teil des auf das Thor ausgeübten Wasserdrucks durch die Dichtungsleiste in die Wendenische direkt und nicht auf dem Wege durch die Riegel übertragen wird; die von den Riegeln auf die Wendesäule ausgeübten Kräfte sind also etwas kleiner, als oben angenommen wurde. Immerhin ist dieser Teil nicht bedeutend, sodafs die vorstehenden Berechnungen genügend genaue Werte ergeben.

b. Wendesäule für Pfostenthore.

Die Wendesäule wird bei geschlossenen Thoren und richtiger Konstruktion nicht auf Biegung beansprucht.

c. Wendesäule für gekrümmte Schleusenthore.

Bei den neueren Schleusenthoren mit cylindrischen Thorflügeln überträgt die Bekleidung die Kräfte auf die Wendesäule ohne Vermittelung von Riegeln. Die Bekleidung ist aus Wellblech mit wagerechter Axe hergestellt, die Wendesäule wird an verschiedenen Stellen durch Stühle unterstützt und überträgt vermittels dieser die Drücke ins Mauerwerk. Nach § 10 wird auf die steigende Einheit der Wendesäule in der Tiefe y unter dem Oberwasserspiegel ein Druck von der Bekleidung übertragen, dessen Gröfse $p = \gamma R y$ ist, wenn R der Krümmungshalbmesser des cylindrischen Thorflügels. Da R konstant, so ist p nur mit y variabel. Unterhalb des Unterwasserspiegels ist $p = \gamma R h'$,

d. h. konstant. Die Wendesäule wirkt wieder wie ein durchgehender Träger; die Anwendung der allgemeinen Gleichung 57 giebt wieder die Stützenmomente. — Es soll die Annahme gemacht werden, dafs alle Stützpunkte gleichen Abstand c voneinander haben; diese Annahme wird meist erfüllt sein; wenn das nicht der Fall ist, so werden die Formeln wohl etwas verwickelter, der Gang der Berechnung bleibt aber der gleiche.

Für zwei Nachbarfelder im oberen Teile heifst die Gleichung zwischen den betreffenden Stützenmomenten (vergl. auch Gl. 14, S. 21):

$$M_n + 4\,M_{n+1} + M_{n+2} = \frac{\gamma R c^3}{2}(n+1).$$

Für zwei Nachbarfelder im unteren Teile (unter dem Unterwasserspiegel) heifst die Gleichung (vergl. auch Gl. 23, S. 28):

$$M_n + 4\,M_{n+1} + M_{n+2} = \frac{\gamma h' R}{2}\,c^2.$$

Für zwei Felder, deren eines dem oberen, deren anderes dem unteren Teile angehört (vergl. auch Gl. 25, S. 28):

$$M_n + 4\,M_{n+1} + M_{n+2} = (30\,h' - 7\,c)\,\frac{R\gamma c^2}{60}.$$

Beispiel. Es sei $h = 7{,}52$ m, $h' = 4{,}7$ m $= 5\,c$, $c = 0{,}94$ m, $R = 7{,}0$ m. Die Anzahl der Felder sei 8. Dann ist:

$$n = 0: \quad 4\,M_1 + M_2 = \frac{\gamma R}{2}\,.\,c^3,$$

$$n = 1: \quad M_1 + 4\,M_2 + M_3 = \frac{\gamma R c^3}{2}\,.\,2,$$

$$n = 2: \quad M_2 + 4\,M_3 + M_4 = \frac{\gamma R c^3}{2}\,.\,3,$$

$$n = 3: \quad M_3 + 4\,M_4 + M_5 = \frac{\gamma R c^3}{2}\,.\,4,$$

$$n = 4: \quad M_4 + 4\,M_5 + M_6 = \frac{\gamma R c^3}{60}\,.\,143,$$

$$n = 5: \quad M_5 + 4\,M_6 + M_7 = \frac{\gamma R c^3}{2}\,.\,5,$$

$$n = 6: \quad M_6 + 4\,M_7 = \frac{\gamma R c^3}{2}\,.\,5.$$

Man erhält durch Auflösung dieser Gleichungen:

$$M_1 = 0{,}0817\,.\,\gamma R c^3 = 474{,}68 \text{ kgm} = 47\,468 \text{ kgcm},$$

$$M_2 = 0{,}174\,.\,\gamma R c^3 = 101\,094 \text{ kgcm},$$

$$M_3 = 0{,}225\,.\,\gamma R c^3 = 130\,725 \text{ kgcm},$$

$$M_4 = 0{,}426\,.\,\gamma R c^3 = 247\,506 \text{ kgcm},$$

$$M_5 = 0{,}07\,.\,\gamma R c^3 = 40\,670 \text{ kgcm},$$

$$M_6 = 0{,}485\,.\,\gamma R c^3 = 281\,785 \text{ kgcm},$$

$$M_7 = 0{,}5\,.\,\gamma R c^3 = 290\,500 \text{ kgcm}.$$

Danach können die an allen Stellen der Wendesäule auftretenden Momente ohne Schwierigkeit gefunden werden.

Es mufs beachtet werden, dafs auch in der Axenrichtung der Wendesäule eine Kraft wirkt, welche gleich dem Thorgewicht abzüglich des Auftriebes ist. Die hierdurch erzeugte Beanspruchung addiert sich zu derjenigen, welche durch die Momente erzeugt wird.

§ 21. Die zum Bewegen der Thore erforderlichen Kräfte. Während des Auf- und Zudrehens werden Wendesäule und Schlagsäule auf Biegung beansprucht; es empfiehlt sich, die belastenden Kräfte und Reaktionen zu untersuchen, welche während der Drehung auf die Thore übertragen werden.

Die belastenden Kräfte sind einmal die Widerstände des Wassers, welche infolge der Bewegung auftreten, sodann der hydrostatische Druck, welcher dadurch entsteht,

dafs sich der Wasserspiegel auf der Seite, nach welcher sich das Thor bewegt, hebt, auf der anderen Seite senkt.

Nach § 5, S. 15 kann man annehmen, dafs während des Drehens auf eine im Abstande x von der Drehaxe gelegene Fläche, deren Breite dx und deren Höhe gleich der Längeneinheit ist, infolge des Widerstandes des Wassers eine Kraft $p_x\,dx$ übertragen wird; man hat:

$$p_x\,dx = C \,.\, \gamma \,.\, x^2 \,.\, \omega^2 \,.\, dx.$$

C ist eine Konstante, ω die Winkelgeschwindigkeit des Thores bei der Drehung. Wird alles auf Meter und Kilogramm bezogen, so kann man setzen:

$$C = 0{,}056.$$

Der Gesamtdruck gegen ein Thor, welches h Meter tief eingetaucht ist und l Meter Breite hat, berechnet sich zu

$$G = \int_0^l p_x\,dx\,.\,h = \frac{C\gamma\,\omega^2\,h\,l^3}{3}.$$

Bezeichnet man die mittlere Geschwindigkeit des Thores, d. h. die Geschwindigkeit der im Abstande $\frac{l}{2}$ von der Drehaxe belegenen Punkte mit V, die eingetauchte Fläche mit S, so ist: $V = \frac{l}{2}\,\omega, \qquad S = l\,h,$

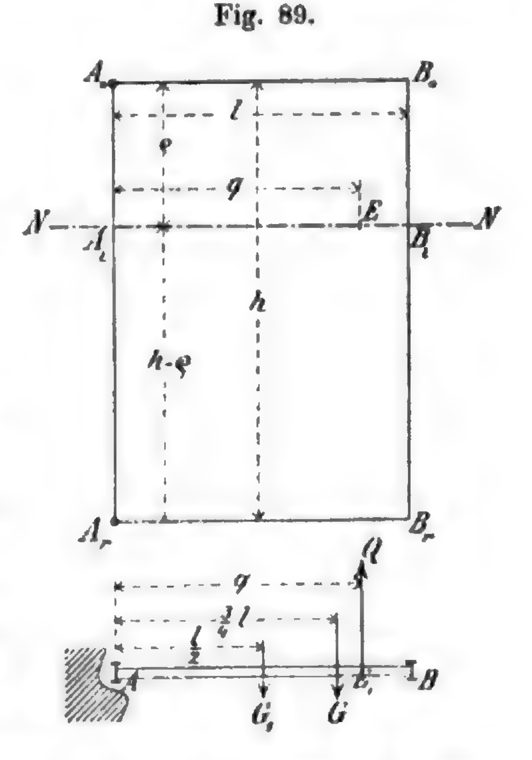
und es wird: $$G = 0{,}056\,.\,1000\,.\,S\,.\,\frac{4\,V^2}{3} = 75\,.\,S\,.\,V^2. \quad \ldots\ldots \quad 64.$$[25])

Der Angriffspunkt dieser Mittelkraft G liegt, wie bereits in § 5 nachgewiesen ist, im Abstande $x_0 = \frac{3}{4}\,l$ von der Drehaxe und, da die Last auf die steigende Einheit von der Tiefe unter dem Wasserspiegel unabhängig ist, in halber Eintauchungstiefe.

Der aufserdem wirkende hydrostatische Druck hat nach § 5 die Gesamtgröfse:

$$G_1 = \gamma\,l\left(\frac{h_1 + h_2}{2}\right)\Delta.$$

Fig. 89.



$\frac{h_1 + h_2}{2}$ ist die mittlere Eintauchungstiefe, Δ die Differenz der Wasserstände vor und hinter dem in Drehung begriffenen Thore. Man kann wieder setzen:

$$S = l\left(\frac{h_1 + h_2}{2}\right),$$

so ist: $$G_1 = \gamma\,S\,\Delta.$$

Der Angriffspunkt dieser Kraft kann mit genügender Genauigkeit als in der Mitte des eingetauchten Thorteils — nach Breite und Höhe — liegend angenommen werden.

Für die Belastung des Thores durch die Lasten G und G_1 sind drei Stützpunkte vorhanden: der obere und der untere Endpunkt der Wendesäule (Halszapfen nebst Halsband oben und Spurzapfen unten) und der Angriffspunkt der auf- bezw. zudrehenden Kraft. Dieser Angriffspunkt sei E, die normal zur Thorfläche gerichtete Komponente der Kraft sei Q, die Reaktionen im Hals- und Spurzapfen seien bezw. A_0 und A_r (Fig. 89), so ist des Gleichgewichts wegen:

[25]) Ann. des ponts et chaussées 1892, I. S. 784 ist $G = 70\,.\,S\,.\,V^2$ gesetzt; der Unterschied ist unwesentlich.

$$Q + A_o + A_r = G + G_1,$$
$$G \cdot \frac{3}{4} l + G_1 \frac{l}{2} = Q q \text{ (Drehaxe } A_o A_r),$$
$$A_o \rho + (G + G_1)\left(\frac{h}{2} - \rho\right) = A_r (h - \rho) \text{ (Drehaxe } NN).$$

Als Eintauchungstiefe ist h angenommen.

Die Auflösung dieser Gleichungen ergiebt die drei Werte Q, A_o, A_r:

$$\left.\begin{aligned} Q &= G \frac{3l}{4q} + G_1 \frac{l}{2q} \\ A_o &= \frac{G}{2}\left[1 - \frac{3l}{2q}\left(\frac{h-\rho}{h}\right)\right] + \frac{G_1}{2}\left[1 - \frac{l}{q}\left(\frac{h-\rho}{h}\right)\right] \\ A_r &= \frac{G}{2}\left(1 - \frac{3l\rho}{2qh}\right) + \frac{G_1}{2}\left(1 - \frac{l\rho}{qh}\right) \end{aligned}\right\} \quad \ldots \quad 65.$$

Wenn die drehende Kraft am oberen Ende der Schlagsäule angreift, so ist bei ganzer Eintauchung des Thores: $q = l$, $\rho = 0$, $h - \rho = h$,

$$Q = \frac{3}{4} G + \frac{G_1}{2}, \qquad A_o = -\frac{G}{4}, \qquad A_r = \frac{G}{2} + \frac{G_1}{2}.$$

Wäre $q = l$, $\rho = \frac{h}{2}$, so würde:

$$Q = \frac{3}{4} G + \frac{G_1}{2}, \qquad A_o = \frac{G}{8} + \frac{G_1}{4}, \qquad A_r = \frac{G}{8} + \frac{G_1}{4} = A_o.$$

Aus den allgemeinen Ausdrücken 65 ergiebt sich, dafs die Gröfse der Kraft Q nicht von der Höhe der Angriffsstelle E, sondern nur von dem Abstande derselben von der Wendesäule abhängt, dafs aber die Höhenlage des Punktes E von wesentlichem Einflufs auf die Gröfse der Reaktionen im Halsbande und im Spurzapfen ist.

§ 22. Der Spurzapfen. Einleitend sei bemerkt, dafs bei den Eisenthoren wie bei den Holzthoren während der Drehung keine Berührung zwischen Wendesäule und Wendenische stattfinden darf, weil hierdurch starke Reibung und Abnutzung eintreten würde. Falls nach Fig. 76—80, S. 68 u. 69 die Wendesäule und Wendenische einander in ganzer Höhe berühren, legt man deshalb auch bei eisernen Thoren die Drehaxe nicht mit der Axe der Wendesäule zusammen, sondern derart ein wenig excentrisch, dafs das geöffnete Thor 18—25 mm Abstand von der Wendenische hat. Wenn die Wendesäule sich in einzelnen Punkten gegen die Wendenische stützt, ist nicht minder darauf Bedacht zu nehmen, dafs sofort beim Beginn der Bewegung die Dichtungsleiste und die Stühlchen sich von den Stützpunkten in der Wendenische abheben. Die betreffenden Anordnungen an dieser Stelle im einzelnen zu besprechen würde zu weit führen. Um sich zu überzeugen, ob der Drehpunkt im Grundrifs richtig liegt, ziehe man die zu den äufsersten Punkten der Berührungsfläche gehörigen Halbmesser und zu diesen in den Berührungspunkten Normale, welche die Bewegungsrichtung im ersten Augenblicke der Bewegung angeben. Man sieht dann leicht, ob diese Bewegung die beabsichtigte Trennung bedeutet.

Der Thorflügel ruht mittels einer am unteren Ende der Wendesäule angebrachten Pfanne auf dem im Schleusenboden befestigten Spurzapfen (franz. *la crapaudine*, engl. *the pivot*). Das Auf- und Zudrehen erfolgt um eine lotrechte Axe, welche durch die Axe des Spurzapfens und diejenige eines am oberen Ende der Wendesäule angeordneten Halszapfens bestimmt wird und deren Lage in obigem besprochen ist. Für die Konstruktion des Spurzapfens mufs beachtet werden, dafs derselbe nicht nur lotrechte, sondern auch wagerechte Kräfte aufzunehmen und in den Schleusenboden zu übertragen

hat. Die lotrechte Seitenkraft, welche bei geschlossenen Thorflügeln auf den Zapfen kommt, ist gleich dem Gewichte des Thores (nach Abzug des Auftriebes). Die wagerechte Seitenkraft wird zweckmäfsig durch ein besonderes, an der Pfanne angebrachtes Stützlager in die Wendenische geleitet (Fig. 91, S. 80). Während man so bei geschlossenen Thoren von den Spurzapfen die wagerechten Kräfte leicht fernhalten kann, ist dies während des Öffnens und Schliefsens der Thore weit schwieriger. In § 6 unter b. ist gezeigt, dafs alsdann eine wagerechte Kraft Z gemeinsam mit der lotrechten Kraft V auf den Zapfen wirkt. Da aber während der Drehbewegung des Thores die Stützlager nicht in der Wendenische anliegen, so mufs der Zapfen auch dieser wagerechten Kraft gewachsen sein.

Berechnung des Zapfens. Es soll angenommen werden, dafs der Zapfen ein Cylinder vom Durchmesser d und von der Länge c sei. Im ungünstigsten Falle greift die Kraft Z am oberen Ende des Zapfens an; dieser immerhin mögliche Fall soll der Berechnung zu Grunde gelegt werden. Das gröfste Moment im untersten Querschnitt des Zapfens ist $M = Zc$ und die hierdurch erzeugte Gröfstbeanspruchung (Fig. 90):

Fig. 90.

$$N_1 = \frac{32\,M}{d^3\pi} = \frac{32\,Z\,c}{d^3\pi}.$$

Aufserdem findet eine Axialspannung statt, welche an allen Stellen des Querschnitts die Gröfse hat:

$$N_2 = \frac{4\,V}{d^2\pi}.$$

Wird von der durch die Querkraft erzeugten Schubspannung abgesehen, so ist die Bedingungsgleichung für die Querschnittsbildung, wenn K die zulässige Inanspruchnahme bedeutet:

$$K = \frac{32\,Z\,c}{d^3\pi} + \frac{4\,V}{d^2\pi} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 66.$$

Mit Rücksicht auf etwaige Stöfse, welche bei raschem Zuschlagen der Thore vorkommen können, empfiehlt es sich, K ziemlich niedrig zu setzen:

Für Schmiedeeisen . . . $K = 500$ bis 700 kg/qcm,
„ weichen Stahl . . . $K = 750$ kg/qcm.

Bei grofsen Thoren wird man zweckmäfsig untersuchen, ob nicht an irgend einer Stelle des Querschnitts die Hauptspannung bezw. die ideale Hauptspannung einen gröfseren Wert hat, als $N_1 + N_2$.

An beliebiger Stelle des Querschnitts, im Abstande $y = r\,.\,\sin\varphi$ von der Schwerpunktsaxe ist die Schubspannung für die Flächeneinheit $T = \frac{Q\,S}{J}$, in welcher Gleichung S das statische Moment des schraffierten Querschnittsteiles (Fig. 90) bedeutet, also da $Q = Z$ ist:

$$T = \frac{Z\,.\,\frac{2}{3}\,r^3\cos^3\varphi}{\frac{d^4\pi}{64}} = \frac{16}{3}\,Z\,\frac{\cos^3\varphi}{d\pi}.$$

An dieser Stelle ist die Axialspannung:

$$N = \frac{4\,V}{d^2\pi} + \frac{32\,Z\,c\,.\,\sin\varphi}{d^3\pi}.$$

Die Hauptspannungen an dieser Stelle sind, A bezw. B:

$$\left.\begin{matrix}A\\B\end{matrix}\right\} = \frac{N}{2} \pm \frac{1}{2}\sqrt{N^2 + 4\,T^2},$$

die idealen Hauptspannungen:

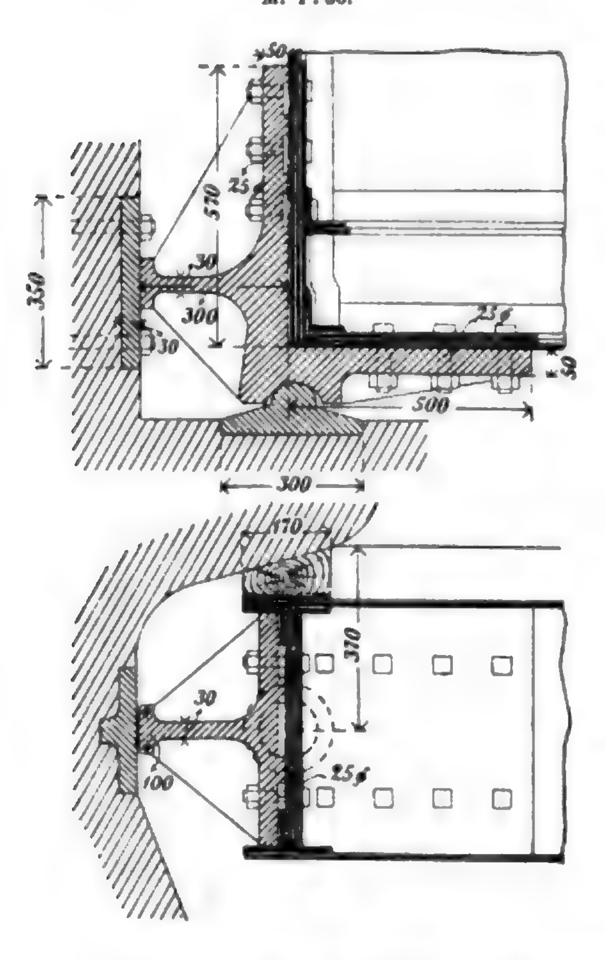
$$\sigma = \frac{1}{3} N + \frac{2}{3} \sqrt{N^2 + 4 T^2} \quad \text{bezw.} \quad \sigma = \frac{3}{8} N + \frac{5}{8} \sqrt{N^2 + 4 T^2}.$$

Für die erste Berechnung rechne man nach der Formel $K = \frac{32 Z c}{d^3 \pi}$ zunächst unter Vernachlässigung der Axialkraft; nachher verbessere man unter Berücksichtigung dieser Kraft (vergl. Formel 66).

Je länger der Zapfen, je gröfser also c ist, desto gröfser wird das Moment, desto stärker mufs aber auch der Zapfen werden. Da auch ein etwa nötig werdendes Ausheben des Thores bei längeren Zapfen erschwert ist, so macht man die Zapfen nicht gern sehr lang; es genügt, wenn die Pfanne oder Lagerplatte 50 bis 60 mm unter das obere Ende des Zapfens hinabreicht. Die freie Zapfenlänge bis zum Beginn der Pfanne beträgt bei ausgeführten Thoren 40—100 mm, auch wohl mehr. Zu geringe Länge ist nicht empfehlenswert, weil Schwierigkeiten durch fremde Körper entstehen können, die in den Zwischenraum kommen; zu grofse Länge hat grofses Moment Zc zur Folge.

Fig. 91. *Plehnendorfer Schleuse.*

M. 1 : 30.



Der **Baustoff** zu dem Spurzapfen nebst Zubehör ist Gufseisen, Schmiedeeisen und Stahl. Den eigentlichen Zapfen sollte man nur bei kleinen Thoren, wenn man ihn mit der Grundplatte aus einem Stücke herstellt, aus Gufseisen machen (Fig. 91); weit besser ist Schmiedeeisen und Stahl.

Die am unteren Ende der Wendesäule zum Zwecke der Drehung angeordnete Konstruktion besteht nun aus zwei Hauptteilen: dem festen, d. h. dem mit dem Schleusenboden verbundenen Teile und dem beweglichen Teile, welcher mit dem Thorflügel zusammenhängt. Es ist allgemein üblich, den Zapfen als unteren, die Pfanne als oberen Teil anzuordnen, nicht umgekehrt, weil sonst leicht Schmutz und Sand in die Pfanne eindringt, die Drehung erschwert, auch der Baustoff angegriffen wird.

Der untere Teil oder eigentliche Zapfen ist bei kleinen und mittelgrofsen Thoren mit seiner Lagerplatte aus einem Stück gegossen und erinnert im Querschnitt an die Zapfenkipplager eiserner Brücken (Fig. 91). Die Lagerplatte mufs genügend grofse Unterfläche haben, sodafs der auf die Flächeneinheit entfallende Druck die für den Thorstein zulässige Gröfse nicht überschreitet. Zweckmäfsiger ist es, besonders bei gröfseren Thoren, den Zapfen aus Schweifseisen oder Stahl herzustellen und denselben in eine entsprechend grofse Platte aus Gufseisen einzusetzen. Beispiele zeigen die Figuren 92, 93, 94 und 95.

Der schmiedeeiserne oder gufsstählerne Spurzapfen wird dann zweckmäfsig schwach konisch abgedreht und pafst genau in die nach gleichem Kegel ausgebohrte Lagerplatte; etwaige Drehung des Zapfens gegen die Lagerplatte kann man in einfachster Weise durch zwei gegenüberstehende, am Zapfen angebrachte Nasen verhindern, welche in entsprechende Aussparungen eingreifen (Fig. 95). Der Zapfen kann demnach jederzeit

Fig. 92. *Weserschleuse bei Hameln.*
M. 1:20.

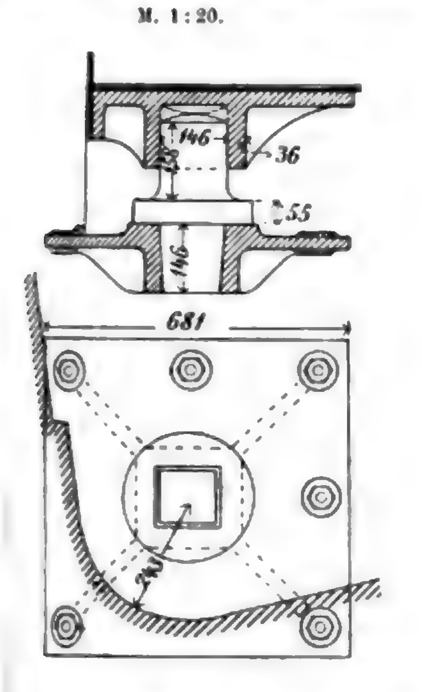


Fig. 93. *Schleuse bei Oberlahnstein.*
M. 1:20.

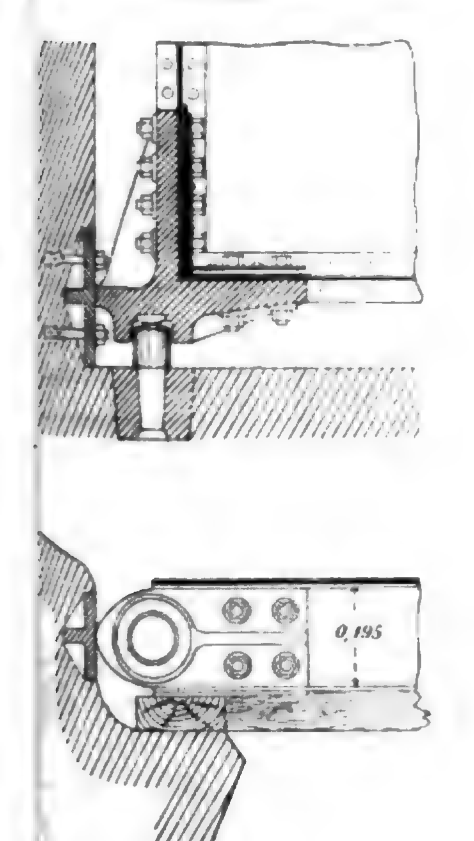


Fig. 94. *Seeschleuse bei Geestemünde.*
M. 1:32.

0,65
1,60
Schnitt I-I.
0,88

herausgehoben, bezw. ausgewechselt werden. Mehrfach hat man an die Lagerplatte sofort ein Stück als Schablone für die Form der Wendenische angegossen (Fig. 94 und 95). Man hat auch wohl die Lagerplatte ganz fortgelassen und den (Stahl-) Zapfen einfach in ein Loch im Thorzapfenstein eingesetzt (Fig. 96); das ist nur bei gutem Stein bezw. geringer Belastung, z. B. bei Schwimmthoren zulässig. Die Lagerplatte wird in dem Thorzapfenstein mit Blei oder Cement vergossen und mittels Steinschrauben befestigt. Beim Vergiefsen mufs man Sorge tragen, dafs die unter der Lagerplatte befindliche Luft entweichen kann; man bohrt deshalb rings um den mittleren Teil

Fig. 95. *Zweite Hafeneinfahrt zu Wilhelmshaven.* M. 1:32.

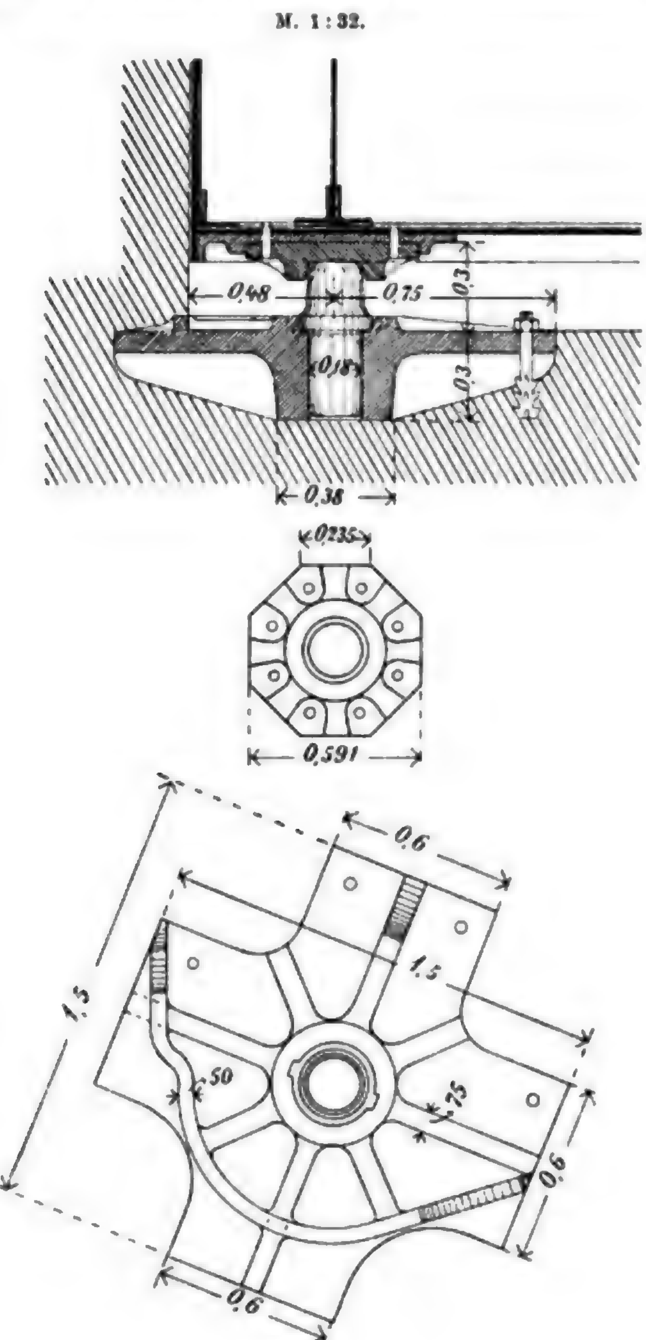


Fig. 96. *Schleuse vom Kanal Le Havre-Tancarville.* M. 1:32.

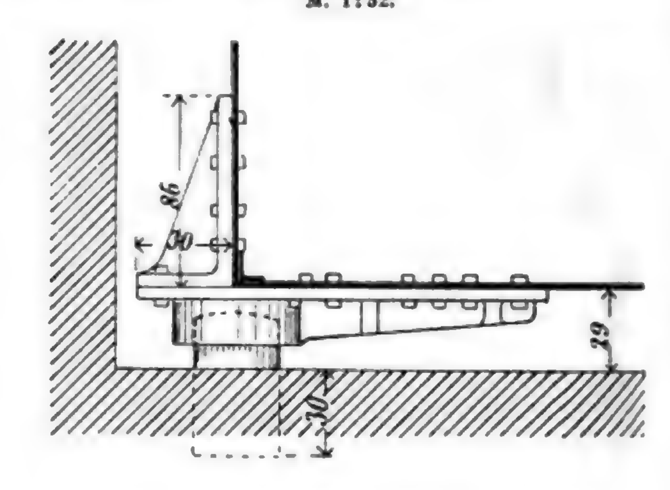
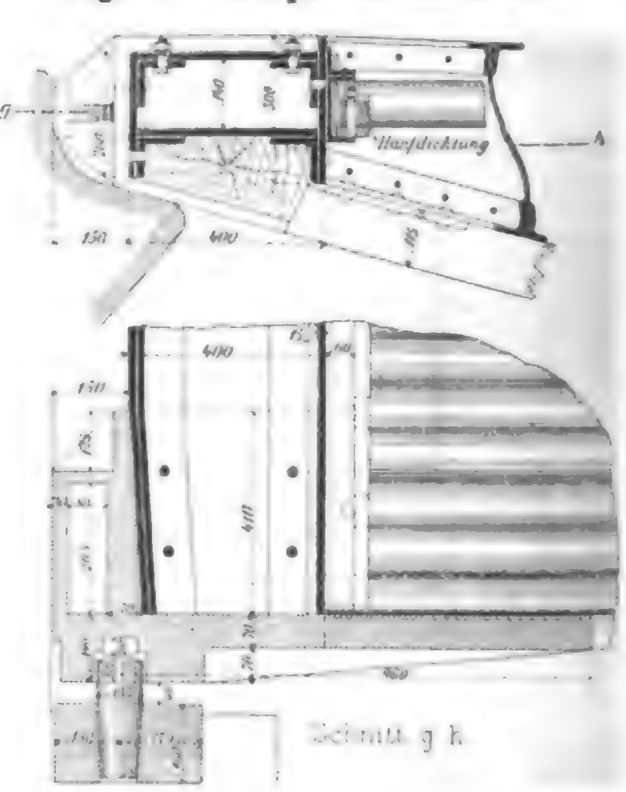


Fig. 97. *Oder-Spree-Kanal.* M. 1:20.



(10 mm weite) Löcher in die Lagerplatte, durch welche bei allmählich steigendem Cementmörtel die unten befindliche Luft entweicht; vorher verlegt man die Platte trocken auf kleine eiserne Keile in die ausgearbeiteten Quader.

Der obere Teil oder die Pfanne nimmt den Zapfen auf und wird mit dem Thor verschraubt; er ist aus Gufseisen, Schweifseisen oder Gufsstahl. Aus den vorstehend entwickelten Gründen ist fast stets an diesem Teil ein Stützlager, welches das Thor gegen die Wendenische abstützt. Einen Oberteil aus Gufseisen zeigen die Fig. 91, 92 und 93, während bei Fig. 94 die Pfanne aus drei Teilen zusammengesetzt ist: der oberste Teil *b* ist geschmiedet, die Platte *c*, auf welcher der Zapfen läuft, ist aus Stahl, der Halsring *d* ist durch Niete mit den Teilen *b* und *c* verbunden. Ganz aus einem Stück Gufsstahl ist die Pfanne oder Lagerschale bei Fig. 95. Der Zapfen endigt oben in einer Kugelfläche; dieser entspricht in der Lagerschale oder Pfanne entweder eine nach gröfserem Halbmesser, aber in gleichem Sinne wie das Zapfenende gekrümmte Kugelfläche oder eine mit entgegengesetzter Krümmung hergestellte Umdrehungsfläche.

Die letztere, bereits von **Minard** (*Cours de construction*) vorgeschriebene Anordnung ist neuerdings mehrfach ausgeführt, damit die Abnutzung möglichst verringert werde; wenn die Pfanne aus Gufseisen hergestellt ist, setzt man zweckmäfsig ein besonderes Formstück aus Stahl in die warm gemachte Pfanne ein (Fig. 97). Die Pfanne soll den Zapfen oben genau, unten mit geringem Spielraum umschliefsen, sodafs bei der Drehung genügende Führung vorhanden ist.

Berechnung der Berührungsflächen zwischen Zapfen und Pfanne. Es sind zwei Konstruktionsarten üblich:

a. Beide sich berührende Flächen sind in gleichem Sinne gekrümmt;

b. die beiden Flächen sind in entgegengesetztem Sinne gekrümmt.

Für die Berechnung beider Fälle wird angenommen, dafs die beiden Flächen Kugelflächen seien.

a. Beide Kugelflächen sind in gleichem Sinne gekrümmt, d. h. dem konvex gekrümmten Zapfenende entspricht eine Höhlung in der Pfanne, beide Kugelflächen fallen vor der Formänderung ganz zusammen (Fig. 98).

Vor der Formänderung war die in Fig. 98 ausgezogene Linie die gemeinsame Berührungslinie, nach der Formänderung fallen die beiden punktierten Linien zusammen, sodafs alsdann das sichelförmige Stück zwischen denselben verschwunden ist. In irgend einem Punkte sei der normale Druck auf die Flächeneinheit N; dann seien die Zusammendrückungen an dieser Stelle, radial gemessen, x und x_1; dieselben sind proportional N, sodafs man schreiben kann:

Fig. 98.

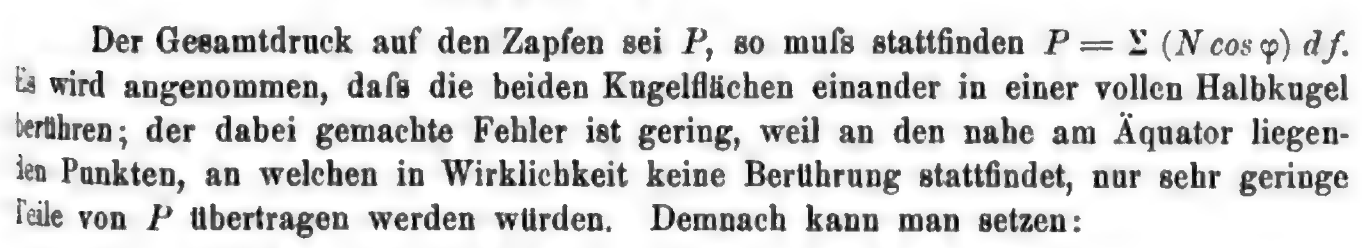
$$x = N e, \qquad x_1 = N e_1, \qquad (x + x_1) = N(e + e_1).$$

Die gesamte Verschiebung im lotrechten Sinne infolge der Formänderung sei s, so mufs offenbar $F_1 F_2 = s$, also

$$s \cdot \cos\varphi = x + x_1 = N(e + e_1)$$

sein; mithin ist:

$$N = \left(\frac{s}{e + e_1}\right) \cos\varphi.$$



Der Gesamtdruck auf den Zapfen sei P, so mufs stattfinden $P = \Sigma\,(N \cos\varphi)\,df$. Es wird angenommen, dafs die beiden Kugelflächen einander in einer vollen Halbkugel berühren; der dabei gemachte Fehler ist gering, weil an den nahe am Äquator liegenden Punkten, an welchen in Wirklichkeit keine Berührung stattfindet, nur sehr geringe Teile von P übertragen werden würden. Demnach kann man setzen:

$$P = \int_0^{2\pi}\!\!\int_0^{\frac{\pi}{2}} N \cos\varphi \,.\, df = \int_0^{2\pi}\!\!\int_0^{\frac{\pi}{2}} \left(\frac{s}{e + e_1}\right) \cos^2\varphi \,.\, R \,.\, d\varphi \,.\, R \sin\varphi \; d\tau,$$

$$P = \frac{R^2 s}{(e + e_1)} \int_0^{2\pi} d\tau \int_0^{\frac{\pi}{2}} \cos^2\varphi \sin\varphi \; d\varphi = \left(\frac{R^2 s}{e + e_1}\right) \frac{1}{3} \int_0^{2\pi} d\tau = \frac{2\pi}{3} \frac{R^2 s}{e + e_1}.$$

e und e_1 sind unbekannt und nicht konstant; indem diese Gröfsen vor das Integralzeichen gesetzt sind, ist ein weiterer kleiner Fehler gemacht. Aus der Gleichung

$$P = \frac{2\pi}{3} \frac{R^2 s}{(e + e_1)}$$

ergiebt sich $s = \frac{3\,P\,(e + e_1)}{2\,\pi\,R^2}$, und mit Rücksicht auf den oben für N gefundenen Ausdruck:

$$N = \frac{3\,P}{2\,\pi\,R^2} \cos\varphi \quad \ldots \quad 67.$$

N hat seinen Gröfstwert für $\varphi = 0$, d. h. für den Scheitel des Zapfens; es ist:

$$N_{max} = \frac{3\,P}{2\,\pi\,R^2} \quad \ldots \quad 68.$$

Die Oberfläche der vollen Halbkugel ist $2\,R^2\,\pi$; die gröfste Beanspruchung ist also dreimal so grofs, als sie sein würde, wenn die Last sich gleichmäfsig über die Oberfläche verteilte. N_{max} darf höchstens gleich der zulässigen Inanspruchnahme K sein; die Bedingungsgleichung für R^2 ist also:

$$\frac{3\,P}{2\,\pi\,R^2} \leqq K,$$

woraus folgt:

$$R^2 \geqq \frac{3\,P}{2\,\pi\,K} \quad \ldots \quad 69.$$

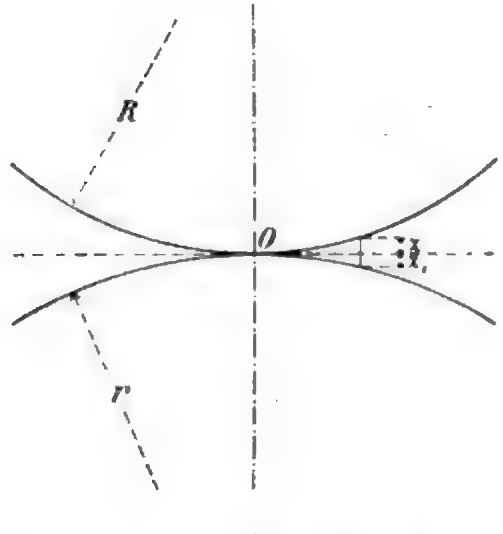
Setzt man für Gufseisen $K = 250$ kg/qcm, so ergiebt sich $R^2 > \frac{P}{523}$,

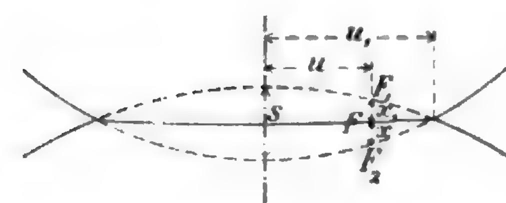
$$R \geqq 1{,}38\,\sqrt{P_{Tonnen}} \quad \ldots \quad 70.$$

Wäre z. B. $P = 25$ t, so müfste $R \geqq 6{,}90$ cm, $R \geqq \sim 7$ cm sein.

b. Die beiden Kugelflächen sind in entgegengesetztem Sinne gekrümmt.[26]) Die Halbmesser seien R und r (Fig. 99); die Zusammendrückungen sind in einem Punkte F im Abstande u von der lotrechten Mittelaxe x bezw. x_1, der Druck auf die Flächeneinheit sei daselbst N; derselbe wird — mit geringem Fehler — als lotrecht angenommen. Dann ist:

Fig. 99.





$$x = N\,e, \qquad x_1 = N\,e_1,$$

wo e und e_1 Koefficienten sind, welche vom Baustoff und dessen Form abhängen. Also ist:

$$x + x_1 = N\,(e + e_1).$$

Ferner ist:

$$u^2 = 2\,r\,z_1, \qquad u^2 = 2\,R\,z,$$

also:

$$z = \frac{u^2}{2\,R}, \qquad z_1 = \frac{u^2}{2\,r}.$$

Es mufs sein:

$$s = x + x_1 + z + z_1 = N\,(e + e_1) + \frac{u^2}{2}\left(\frac{1}{R} + \frac{1}{r}\right)$$

$$(e + e_1)\,N = s - \frac{u^2}{2}\left(\frac{1}{R} + \frac{1}{r}\right).$$

Abkürzungsweise bezeichnen wir: $(e + e_1) = A$ und $\frac{1}{2}\left(\frac{1}{R} + \frac{1}{r}\right) = \varkappa$, so heifst die Gleichung für N:

$$N = \frac{s - \varkappa\,u^2}{A} \quad \ldots \quad 71.$$

N wird Null für diejenigen Werte von u, welche der Grenzlinie der Berührungsfläche entsprechen, d. h. für $u = u_1$; mithin ist die Bedingung für u_1:

$$0 = s - \varkappa\,.\,u_1^2, \qquad u_1^2 = \frac{s}{\varkappa}.$$

[26]) Grashof. Theorie der Elasticität und Festigkeit. 2. Aufl., S. 51. — Winkler. Lehre von der Elasticität und Festigkeit, S. 42. — Winkler. Gitterträger und Lager gerader Träger, S. 255.

Gesamtdruck sei P; dann ist:

$$P = \int_0^{2\pi} d\tau \int_0^{u_1} \frac{s - \varkappa u^2}{A} u\, du = \frac{1}{A} \int_0^{2\pi} d\tau \left(\frac{s u_1^2}{2} - \frac{\varkappa u_1^4}{4} \right) = \frac{1}{A} \int_0^{2\pi} d\tau \frac{\varkappa u_1^4}{4},$$

$$P = \frac{\varkappa u_1^4}{4A} 2\pi = \frac{\varkappa \pi}{2A} \frac{s^2}{\varkappa^2} = \frac{s^2 \pi}{2 A \varkappa}, \qquad P = \frac{s^2 \pi}{2 A \varkappa}.$$

Daraus folgt:

$$s = \sqrt{\frac{2 A \varkappa P}{\pi}}.$$

N_{max} findet statt für $u = 0$, d. h. es ist $N_{max} = \frac{s}{A}$ und mit Rücksicht auf die Gleichung für s: $N_{max} = \sqrt{\frac{2 P \varkappa}{\pi A}}$. Da aber N_{max} höchstens gleich der zulässigen Inanspruchnahme K sein darf, so heifst die Bedingungsgleichung:

$$K^2 = \frac{2 P \varkappa}{A \pi} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 72.$$

Der Wert von A ist nicht bekannt; nimmt man für A denselben Wert, welchen Winkler (Brückenbau, 2. Aufl., 1. S. 256) für einen freilich nicht ganz gleichen Fall einführt, d. h. setzt man im Mittel $A = 0{,}023$ für Centimeter und Tonnen, bezw. abgerundet $A = 0{,}025$, so erhält man:

$$K_T^2 = \frac{80 \,.\, P_T \,.\, \varkappa}{\pi},$$

und mit $\varkappa = \frac{1}{2}\left(\frac{1}{R} + \frac{1}{r}\right)$:

$$K_T^2 = \frac{80 \,.\, P_T}{3{,}14 \,.\, 2} \left(\frac{1}{R} + \frac{1}{r}\right) = 12{,}75 \,.\, P_T \left(\frac{1}{R} + \frac{1}{r}\right),$$

$$K_T^2 = 12{,}75 \,.\, P_T \left(\frac{1}{R} + \frac{1}{r}\right) \quad \ldots \ldots \ldots \quad 73.$$

Wenn $R = r$ ist, so heifst die Gleichung:

$$K_T^2 = \frac{25{,}5 \,.\, P_T}{R} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 74.$$

Wenn $R = \infty$, d. h. statt der einen Kugelfläche eine Ebene angeordnet wird, so ergiebt sich:

$$K_T^2 = \frac{12{,}75 \,.\, P_T}{r} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 74^a.$$

Die Werte für r und R werden hier ziemlich grofs, selbst wenn man K, was hier zulässig ist, gröfser nimmt, als gewöhnlich üblich ist. Man kann setzen:

Für Schweifseisen . . . . . . $K = 1{,}5$ t,
„ Gufsstahl . . . . $K = 2$ t.

Beispiel. Sei $P = 10$ t, und die Berührung finde zwischen einer Kugelfläche und einer Ebene statt; dann mufs sein:

Für Gufsstahl . . . $r = \frac{12{,}75 \,.\, 10}{4} = \sim 32$ cm,

für Schweifseisen . . $r = \frac{12{,}75 \,.\, 10}{2{,}25} = \sim 57$ cm.

Findet die Berührung in zwei Kugelflächen mit gleichen Halbmessern R statt, so mufs sein:

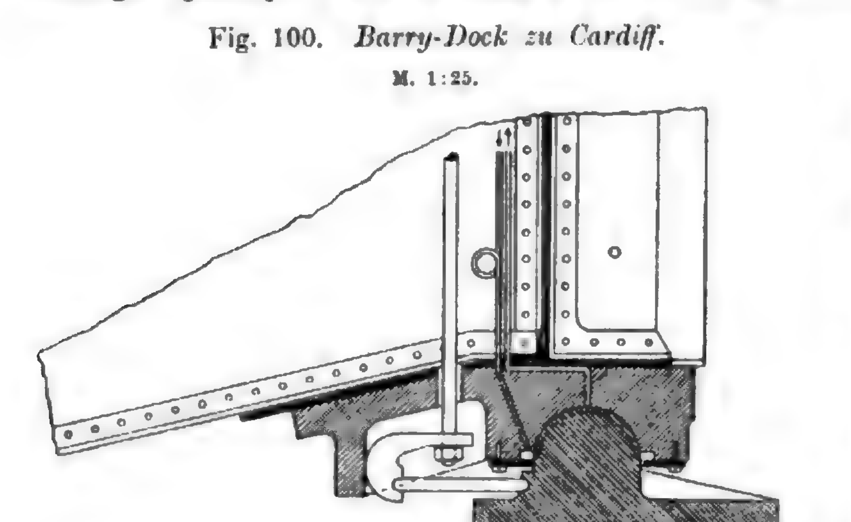
Für Gufsstahl . . . $R = \frac{25{,}5 \,.\, 10}{4} = \sim 64$ cm,

für Schweifseisen . . $R = \frac{25{,}5 \,.\, 10}{2{,}25} = \sim 113$ cm.

Bei grofsen Werten von P, also bei schweren Thoren, werden bei dieser Anordnung die Halbmesser sehr grofs; alsdann empfiehlt sich die unter a. vorgeführte Konstruktion mehr.

Eigenartig ist die Konstruktion der Fig. 100. Der etwas überhöht halbkugelförmige Spurzapfen hat in einigen lotrechten, gröfsten Kreisen Schmierfurchen erhalten. Die Pfanne aus Gufsstahl ist am unteren Ende zunächst dem Zapfen ausgedreht und dann mittels eines eisernen Bodenbleches abgeschlossen, welches möglichst ohne Spielraum an den Zapfen anschliefst. Das Schmieröl wird nun durch eine besondere Zuleitung unter hohem Drucke eingeprefst, während die in den Nuten befindliche Luft durch ein anderes Rohr entweichen kann. — Die Einstellung des Thores geschicht mittels der ebenfalls in Fig. 100 angegebenen Kniehebel-Vorkehrung. Näheres in der unten angegebenen Veröffentlichung.[27])

Fig. 100. *Barry-Dock zu Cardiff.*
M. 1:25.



§ 23. Der Halszapfen und das Halsband. Der am oberen Ende der Wendesäule angebrachte Halszapfen (franz. *le tourillon*, engl. *the upper pivot*) hat gemeinsam mit dem zugehörigen Halsband (franz. *le collier*, engl. *the circular collar*) hauptsächlich folgende Aufgaben zu erfüllen: Er mufs zusammen mit dem Spurzapfen die Drehaxe des Thores festlegen und dieselbe auch bei geöffnetem Thore in der vorgeschriebenen, lotrechten Lage erhalten; er mufs bei geschlossenen Thoren wagerechte (unter Umständen bedeutende) Druckkräfte auf die Seitenmauern der Schleuse übertragen; er mufs endlich durch seine Konstruktion gestatten, etwaige Fehler in der Lage der Axe zu verbessern und für etwaige Reparaturen den ganzen Thorflügel auszuheben. Besonderer Wert mufs auf die Möglichkeit des Nachziehens am Halsbande gelegt werden, damit etwaiges Sacken des Thores unschädlich gemacht werden kann.

Die Kräfte, welche bei geschlossenen Thoren am oberen Ende der Wendesäule in das Mauerwerk übertragen werden müssen, sind in § 6 entwickelt; man ordnet für dieselben zweckmäfsig Stützwinkel an, welche sich gegen besondere in der Wendenische befestigte Lagerplatten legen; die Gröfse der nötigen Druckfläche zwischen diesen Teilen bestimmt sich leicht aus der für den Baustoff als zulässig angenommenen Inanspruchnahme. Auch die von dem geöffneten Thore, sowie während des Auf- und Zudrehens auf den oberen Zapfen übertragenen wagerechten Kräfte sind in § 6 ermittelt. Diese Kräfte müssen sicher in das Mauerwerk geleitet werden, wenn nicht ein Sacken des Thores eintreten soll; dieselben sind aber besonders gefährlich, weil sie Zugkräfte sind, welche für das Mauerwerk leicht verhängnisvoll werden können. Gewöhnlich läfst man ein kräftiges Halsband den oberen Zapfen umfassen und verankert dieses Band gut mit dem Mauerwerk, sodafs der für die Erzielung des Gleichgewichts nötige Zug sicher

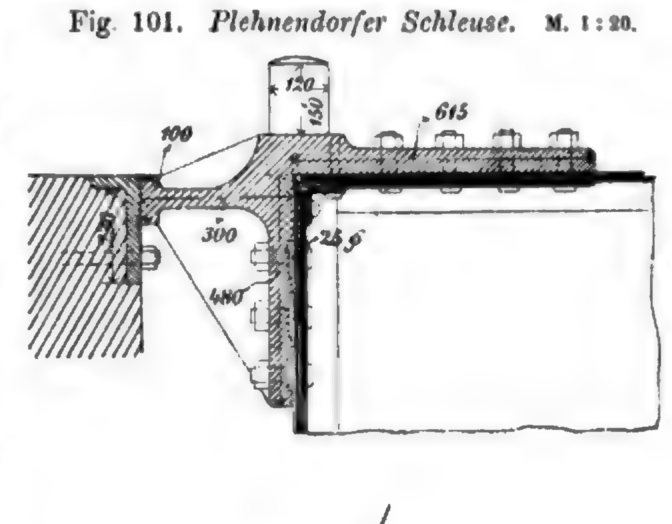
---

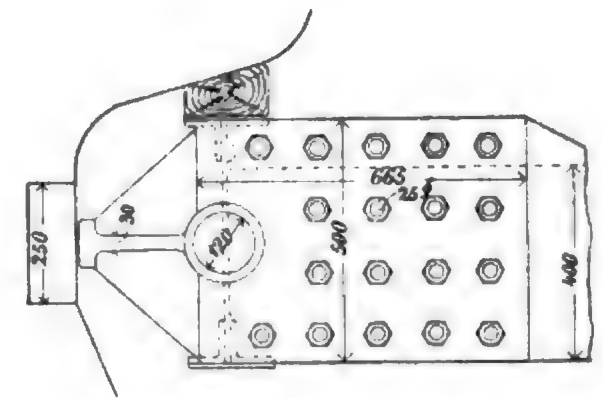
[27]) Barkhausen. Über einige neuere englische Seeschleusen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1888, S. 428.

geleistet werden kann. Die lotrechte Axe des Halszapfens mufs selbstverständlich genau mit derjenigen des Spurzapfens zusammenfallen.

Baustoff für die Zapfen, Lagerplatten und das Halsband. Der Zapfen wird auf Biegung beansprucht, unter Umständen beim raschen Zuschlagen der Thore sehr ungünstig, sodafs Gufseisen als Material nicht zweckmäfsig ist. Dennoch ist es mitunter angewendet (Fig. 101). Für die Zapfen selbst ist bestes Schweifseisen als besonders zuverlässiges Material vor allem empfehlenswert; auch Gufsstahl wird benutzt und ist bei fehlerfreiem Material nicht bedenklich. Bei der Schleuse für die transatlantischen Dampfer zu Havre[28]) ist aber ein aus Stahlgufs hergestellter Halszapfen gebrochen; der Stahl war freilich von sehr mittelmäfsiger Beschaffenheit und nicht ausgeglüht. Ausglühen aber ist wesentlich, wenn man weichen Stahl erhalten will, wie er für solche Konstruktionsteile zweckmäfsig ist. Doch je gröfser die Abmessungen des Stückes sind, desto geringer ist die Wirkung des Ausglühens. Es dürfte deshalb der Schlufs berechtigt sein, dafs man Stahlgufs für grofse Zapfen, bei denen Stöfse nicht ausgeschlossen sind, besser vermeidet. — Die Lagerplatte oder Spurpfanne, in welcher der Zapfen läuft (vergl. unten Fig. 104, 105), kann aus Schweifseisen, Stahl, bei entsprechender Konstruktion auch aus Gufseisen hergestellt werden; das Halsband nebst den Verankerungen im Mauerwerk wird am besten aus gutem Schweifseisen gearbeitet.

Fig. 101. *Plehnendorfer Schleuse.* M. 1:20.





Der Zapfen. Der Zapfen ist entweder in fester Verbindung mit dem Thor: dann umschliefst das im Mauerwerk verankerte Halsband den Zapfen, welcher sich mit dem Thore dreht, oder der Zapfen ist fest mit der Verankerung verbunden: dann befindet sich am Thore eine Lagerplatte, welche sich um den feststehenden Zapfen dreht. Die erstere Anordnung ist (nach dem Vorbilde der Holzthore) in Frankreich und Deutschland häufig ausgeführt; auf dem obersten Riegel und an dem oberen Ende der Wendesäule wird ein Gufsstück befestigt, welches den Zapfen trägt und sich aufserdem mittels eines angegossenen Stützteiles gegen ein in der Wendenische befestigtes gufseisernes Lagerstück setzt (Fig. 101). Das Gufsstück hat zwei Lappen, einen wagerechten und einen lotrechten; die Schrauben, welche zur Befestigung desselben am Thorgerippe dienen, müssen im stande sein, die Kräfte Z bezw. die gröfste Druckkraft zu übertragen und sind danach zu berechnen. Wenn bei dieser Anordnung das Gufsstück aus Gufseisen hergestellt wird, so ist ein Abbrechen der Zapfen zu befürchten; ein weiterer Nachteil derselben ist die geringe Wirksamkeit gegen etwaigen Auftrieb und die schwierige und teuere Auswechselung, falls das Gufsstück beseitigt werden mufs. Wenn der Zapfen

[28]) Ann. des ponts et chaussées 1887, II. S. 432. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 749 ff.

beschädigt ist, mufs das ganze Gufsstück erneuert werden. In dieser Beziehung weist Fig. 102 eine Verbesserung insofern auf, als das Stück mit dem Zapfen für sich allein ausgewechselt werden kann.

Besser ist die zweite Anordnung, welche in Deutschland mehrfach ausgeführt ist: Auf dem obersten Riegel über der Wendesäule, also am Thorflügel, ist eine Lagerschale angebracht, mittels deren sich das Thor um den in fester Verbindung mit der Verankerung befindlichen Zapfen dreht (Fig. 103 bis 105). Der Zapfen kann dann aus bestem Schweifseisen hergestellt und in den mit der Verankerung verbundenen Lagerteil so eingesetzt werden, dafs bei einer Beschädigung oder Abnutzung des Zapfens nur dieser ausgewechselt zu werden braucht. Man sieht, dafs diese Anordnung auch gegen Auftrieb wirksam ist, dafs demnach hier die Nachteile vermieden sind, welche bei der anderen Konstruktion hervortreten. — Aus Fig. 104 geht hervor, dafs die Lagerschale für den Zapfen aus drei Teilen hergestellt ist, welche genau denjenigen entsprechen, aus welchen bei demselben Thore die Lagerschale des Spurzapfens besteht: *b* ist eine geschmiedete Lagerplatte, *c* eine Auflaufplatte aus Stahl, *d* der sogenannte Halsring aus Schweifseisen, welcher mit *b* und *c* vernietet ist; die unteren Nietköpfe sind versenkt. Der Halsring *d* ist (rund) 10 cm hoch, der Zapfen nach unten ein wenig verjüngt, von 20,05 cm auf 19,44 cm; der Halslagerring hat oben 20,95 cm, unten 19,73 cm Weite, sodafs das Thor in den

Fig. 102. *Le Havre-Tancarville.* M. 1:37,5.

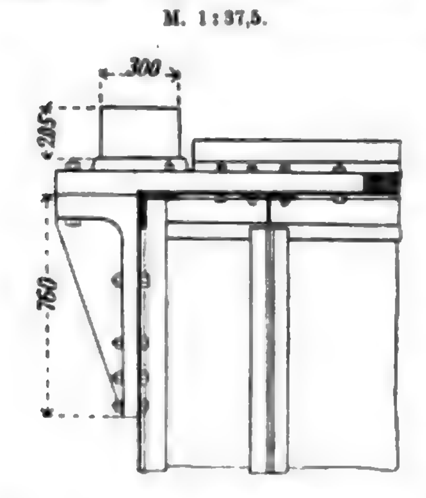


Fig. 103. *Geestemünder Schleuse.* M. 1:50.

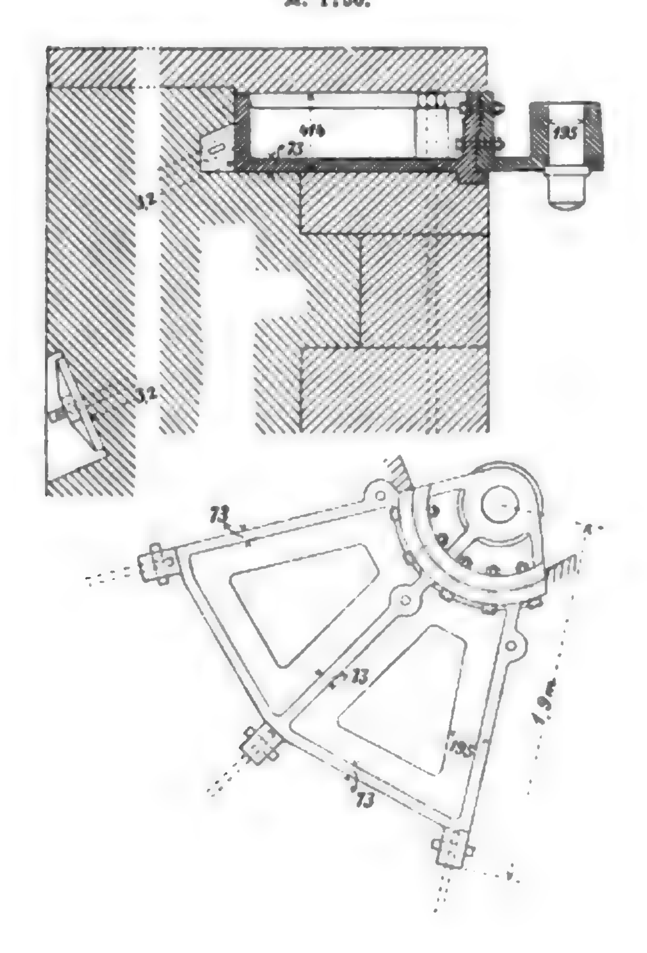


Fig. 104. *Geestemünder Schleuse.* M. 1:25.

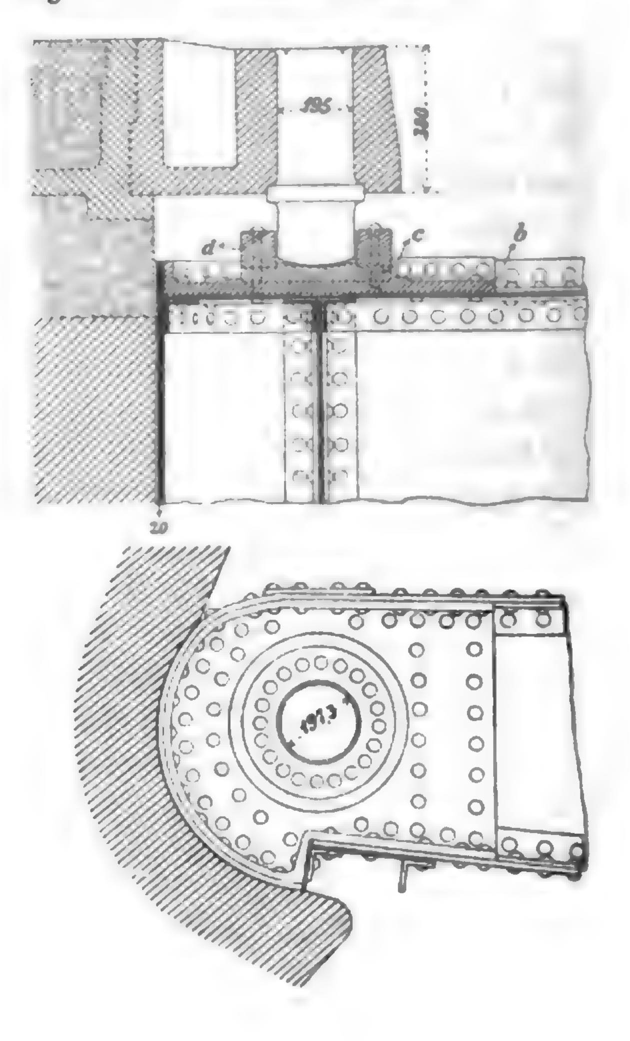
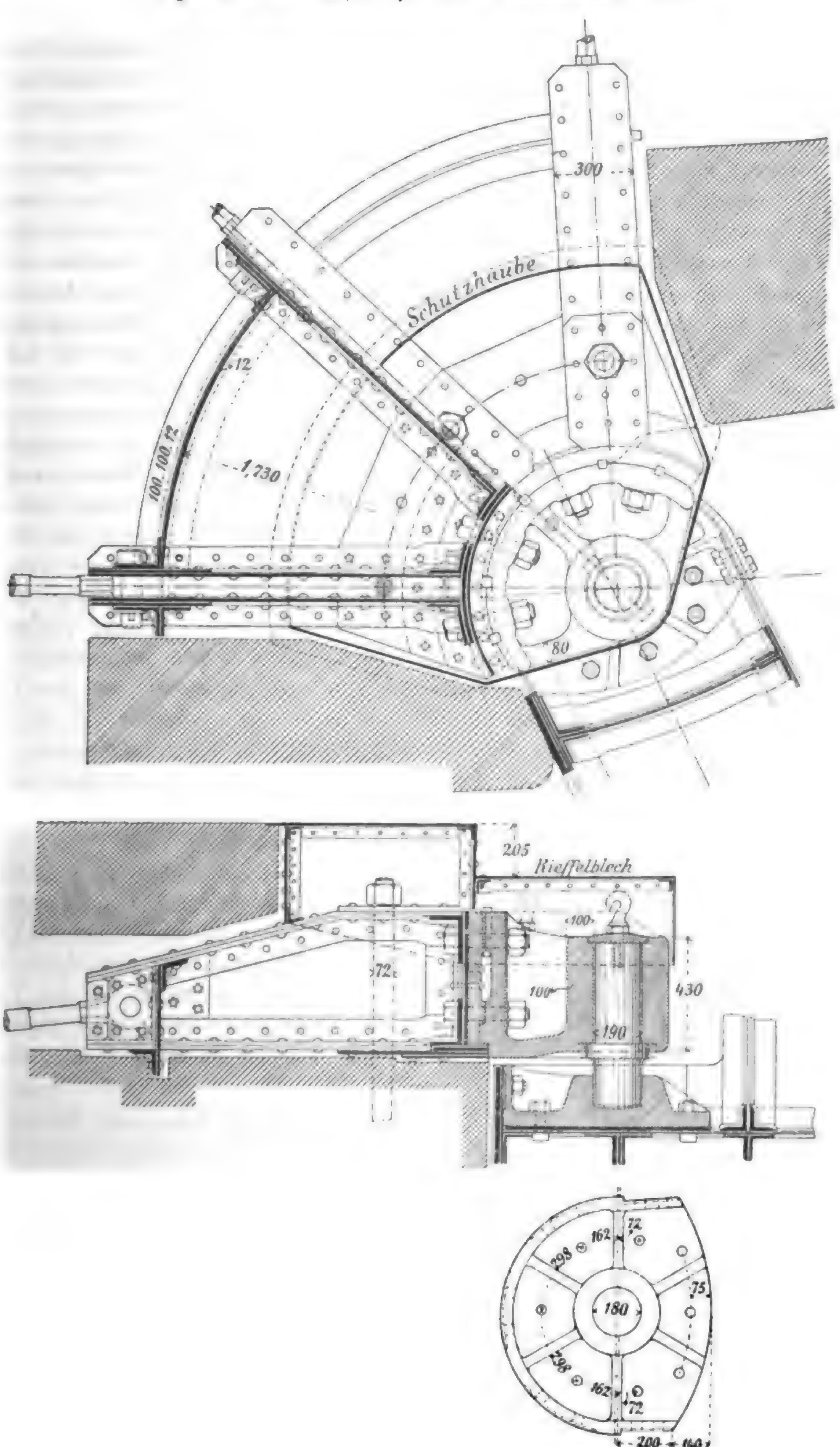


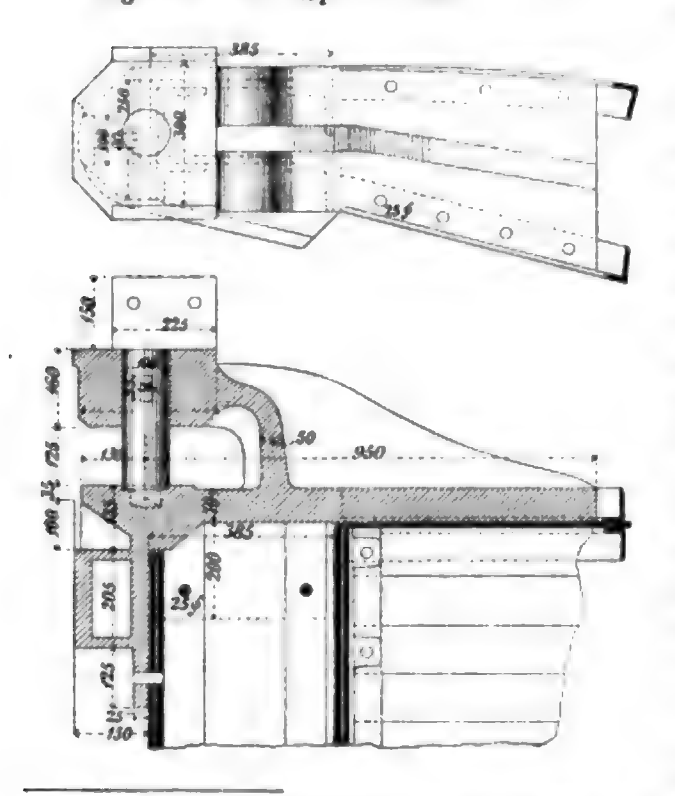
Fig. 105. ***Zweite Hafeneinfahrt zu Wilhelmshaven.*** M. 1:25.



Zapfenlagern nur einen geringen Spielraum hat und nur in geringem Maſse dem Spiel der Wellen folgen kann. Die Anordnung hat sich bewährt. Der Zapfen selbst sitzt hier in einem guſseisernen Lagerteil, der quadrantförmig im Grundriſs gestaltet und mit Mauerankern verbunden ist (Fig. 103). Bei diesem Thore ereignete es sich, daſs durch unvorsichtiges Schlieſsen der Thore — nachdem sich Eis zwischen der Wendesäule und Wendenische gebildet hatte — die guſseiserne Nabe des Zapfens abgesprengt wurde. Man konstruiert deshalb auch diesen Teil zweckmäſsig aus Stahl oder Schweiſseisen.

Eine der Hauptsache nach ähnliche Anordnung zeigt Fig. 105 (S. 89). Oben auf der Wendesäule ist eine Spurpfanne aufgeschraubt, während der Zapfen in einem stählernen Lagerkörper befestigt ist, welcher mit einem schmiedeeisernen verankerten Quadranten durch Schraubenbolzen und eingelegte Stahlkeile verbunden wird. Der Zapfen ist in seinem unteren Teile cylindrisch, wie auch die Bohrung in der Spurpfanne; der obere Teil des Zapfens, welcher im stählernen Lagerkörper sitzt, ist schwach konisch, entsprechend der Höhlung im letzteren; er wird durch eine oben aufgelegte, schmiedeeiserne, über den Rand der Bohrung reichende Platte mittels einer Stiftschraube angezogen und festgehalten. Am Kopf der Stiftschraube ist ein Kettenhaken, mittels dessen der stählerne Lagerkörper abgehoben bezw. eingesetzt werden kann. Besonders beachtenswert ist auch, daſs man zwischen Zapfenkopf und Pfannenboden einen Zwischenraum von 5—7 mm freigelassen hat, damit durch die Längenänderungen der Wendesäule infolge der Temperaturschwankungen keine ungünstigen Beanspruchungen auftreten. — Der schmiedeeiserne Quadrant auf dem Seitenmauerwerk hat drei I-förmige Kastenträger, welche durch schräge Radialanker und lotrechte Anker in innige Verbindung mit dem Mauerwerk gebracht sind; die drei Träger selbst sind vorn miteinander durch Unterlagsplatten, ein kreisrund gebogenes Stehblech und ein abgedrehtes, mit dem Lagerkörper zusammengepreſstes Schmiedestück, hinten durch ein rundgebogenes Stehblech mit Randwinkeleisen verbunden. Der ganze Quadrant ist in den Halslagerstein etwas eingelassen verlegt, das vordere Ende des ganzen Konstruktionsteils mit einer bis über die Wendesäule reichenden Schutzhaube (Rieffelblech) versehen.

Fig. 106. *Oder-Spree-Kanal.* M. 1:20.



Ein Nachteil aller bisher vorgeführten Konstruktionen ist die ungünstige Beanspruchungsweise des Zapfens: der Zapfen ist als an einem Ende eingespannt zu betrachten, wirkt also wie ein Auslegerträger. Besser ist es, wenn der Zapfen an beiden Enden unterstützt wird, also wie ein Balken auf zwei Stützen wirkt, und wenn das den Zapfen belastende Halseisen ihn annähernd in der Mitte seiner Länge umfaſst. Diese zuerst in Nordamerika übliche Anordnung zeigt die Fig. 106. Regierungs- und Baurat Mohr hat das Verdienst, dieselbe in Deutschland eingebürgert und für unsere Verhältnisse umgeformt zu haben.[29]) Der guſseiserne, mit dem Thor verschraubte Lagerkörper hat einen kräftigen oberen Lappen, in welchem der cylindrische Zapfen sein

[29]) Zeitschr. f. Bauw. 1878, S. 370. — Daselbst 1890, S. 387.

oberes Lager findet; das untere Lager bietet der Lagerkörper unmittelbar über der Wendesäule. Um den zwischen beiden Lagern befindlichen Teil des Zapfens greift das Halsband. Der Zapfen wird von oben eingesetzt und durch ein keilförmig gestaltetes Splint mit Schraube und Mutter gegen den oberen Lappen des Lagerkörpers angezogen. An seinem unteren Teile hat der Lagerkörper einen Stützwinkel, welcher die bei geschlossenen Thoren auftretenden Axialkräfte in die Wendenische überträgt. Man sieht, dafs der Zapfen auch während des Betriebes ausgewechselt werden kann. Fig. 107 zeigt das Halseisen und die Befestigung an den Ankern, die Vorkehrung zum Nachziehen u. s. w.

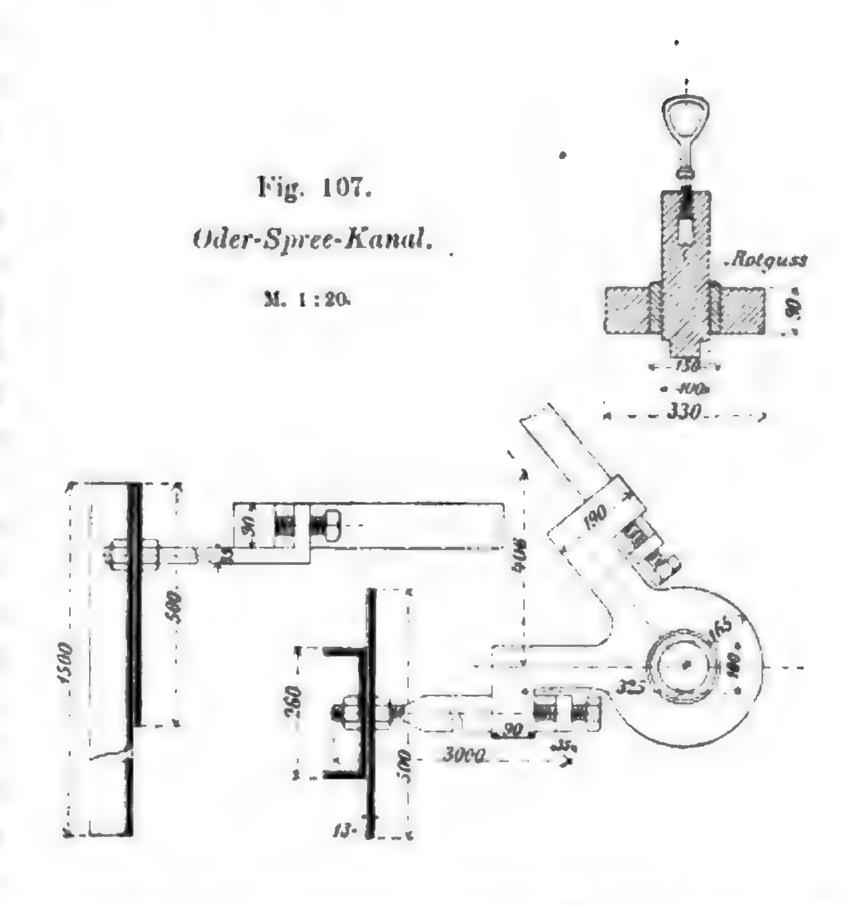
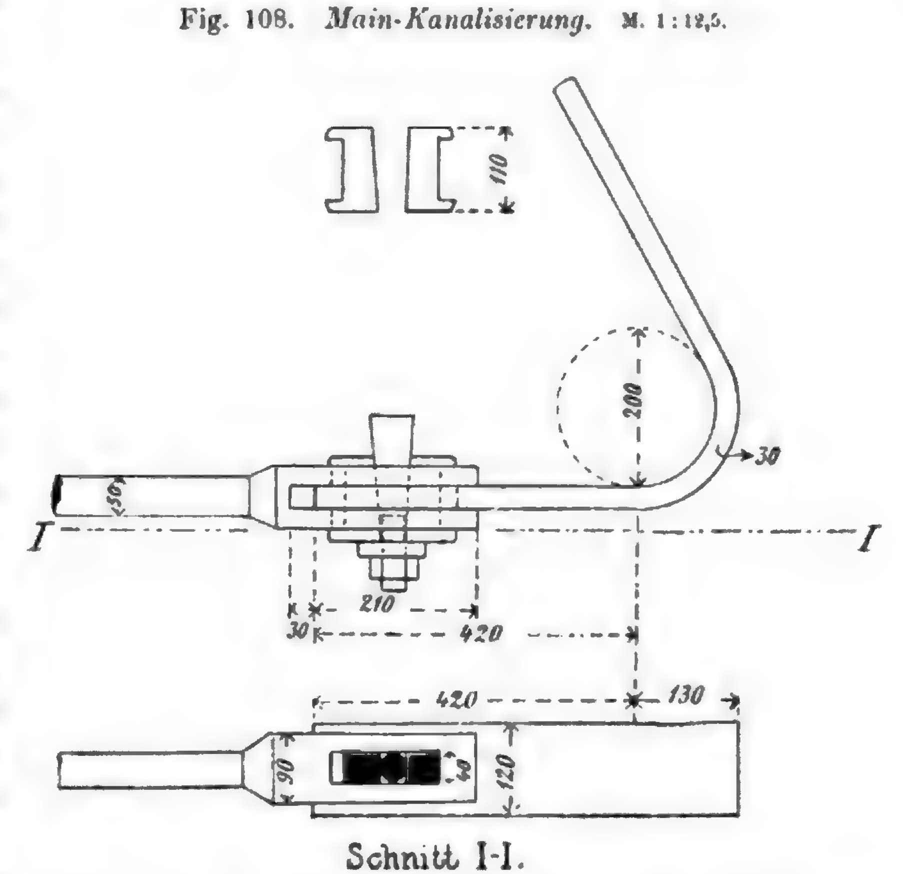


Fig. 107. *Oder-Spree-Kanal.* M. 1 : 20.

Die Sicherung des Halsbandes gegen die wagerechten Kräfte geschieht, wie bereits in einigen Beispielen gezeigt ist, durch Verankerung. Das Halseisen wird wenigstens mit zwei, vielfach mit drei Ankern versehen, welche durch das Mauerwerk reichen und an deren Enden Ankerplatten angebracht sind. Man mufs die Anker nachziehen können; die Verbindung zwischen Ankern und Halseisen ist danach zu konstruieren und zugänglich zu erhalten. Figur 107 und 108 zeigen solche Vorkehrungen. Auch ein bequemes und leichtes Lösen des Halsbandes soll möglich sein, damit man bei Bedarf das Thor ohne Schwierigkeit herausnehmen und Reparaturen vornehmen kann. Bei Fig. 109, S. 92 ist zu diesem Zwecke das Halsband, welches den Zapfen an seiner vorderen Hälfte umfafst, mit den im Mauerwerk verankerten Armen durch zwei Gelenkstäbe verbunden. Hier überträgt der oberste Riegel den bei geschlossenen Thoren auftretenden Druck auf das Mauerwerk nicht mit Hilfe von Stützwinkeln, sondern direkt auf die Wendenische (Fig. 66, S. 58). — Aus drei Teilen ist das Halsband in Fig. 110 ge-

Fig. 108. *Main-Kanalisierung.* M. 1 : 12,5.

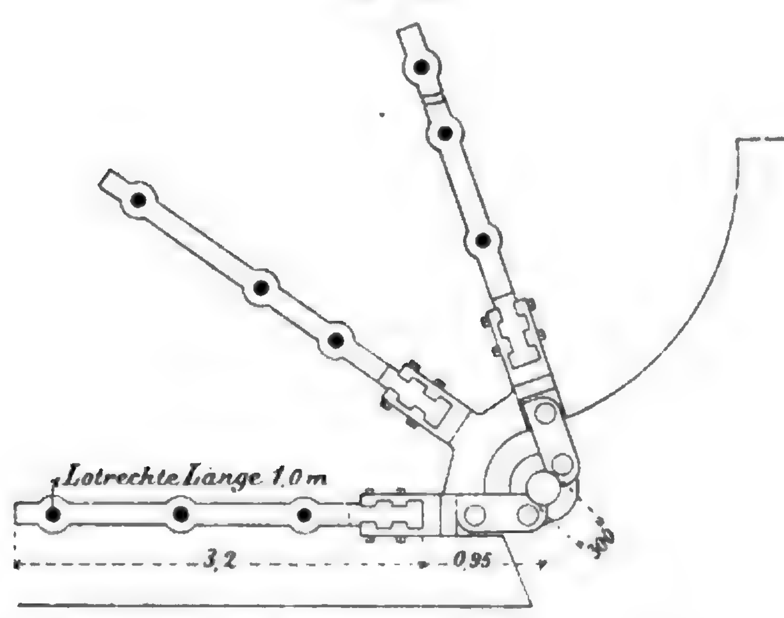


Schnitt I-I.

Fig. 109.

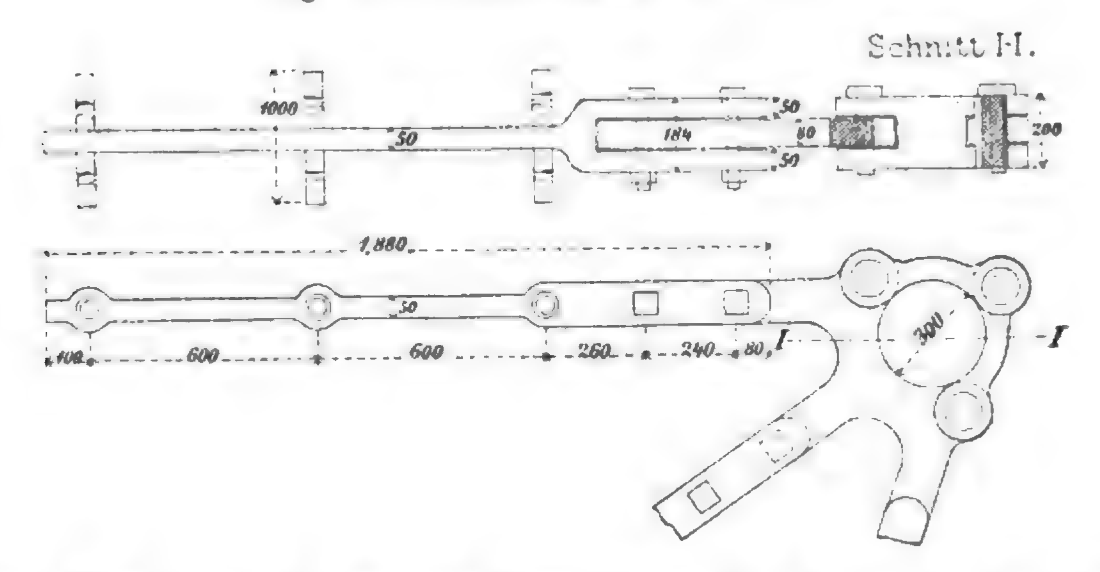
Le Havre. Schleuse für die transatlantischen Dampfer.

M. 1 : 75.



bildet: einem festen und zwei beweglichen. Der feste Teil bildet einen Halbkreis mit drei Armen, deren jeder mittels zweier Schraubenbolzen mit einer 1,88 m langen Zugstange verbunden ist; letztere ist im Mauerwerk durch drei lotrechte Rundeisen verankert. Die beiden beweglichen Teile vervollständigen den Kreis: sie sind mit dem festen Teile und untereinander durch Stahlbolzen von 6 cm Durchmesser verbunden, welche oben einen cylindrischen Kopf, unten ein Loch haben, durch welches ein Stahlsplint gesteckt wird. Wo die Konstruktion ganz auf dem Mauerwerk liegt, hat man die Sicherheit gegen Ausreifsen durch lotrechte und schräg abwärts geführte Anker erstrebt und sucht dabei recht viel Mauerwerk wirksam zu fassen (Fig. 111).

Fig. 110. *Le Havre-Tancarville.* M. 1 : 25.



Auch Fig. 112 zeigt eine gute Konstruktion. Der Zapfen an der Wendesäule ist achteckig und wird durch vier entsprechend geformte Keile mit einem Bronze-Ring (in Schnitt *I—I* schraffiert) verbunden, der sich in dem vorderen Teile des Halsbandes dreht; dieser Teil hat eine cylindrische Höhlung. Eine Verbesserung beim Aufstellen, sowie eine nachträgliche Berichtigung infolge Versackens u. dergl. ist hier leicht möglich; weniger leicht scheint ein Ausheben des Thores zu sein. Fig. 113 und 114 sind Halsverankerungen von neueren englischen Schleusenthoren, welche ohne weiteres verständlich sind.

Abmessungen der Halszapfen. a. An einem Ende unterstützter Zapfen. Nimmt man an, dafs ungünstigstenfalls die Kraft Z am oberen Ende des Zapfens angreift (Fig. 115), so ist bei einer Zapfenlänge λ der Gröfstwert des Momentes $M_{max} = Z \cdot \lambda$ und der Zapfendurchmesser d ergiebt sich aus der Gleichung:

$$\frac{d^3 \pi}{32} = \frac{Z \cdot \lambda}{K}, \qquad d^3 = \frac{32 \cdot Z \cdot \lambda}{K \cdot \pi} = \sim \frac{10 \cdot Z \cdot \lambda}{K}.$$

Fig. 111. *Plehnendorfer Schleuse.* M. 1:40.

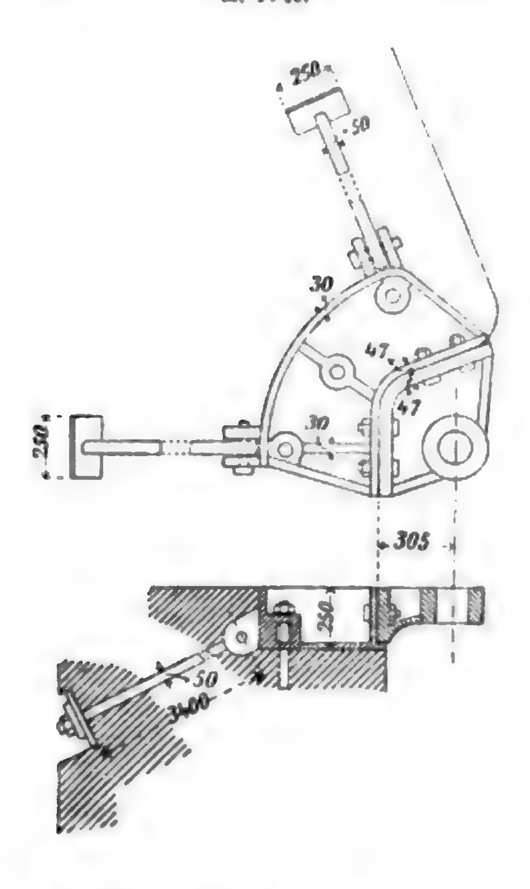


Fig. 112. *Schleuse bei Ablon.* M. 1:20.

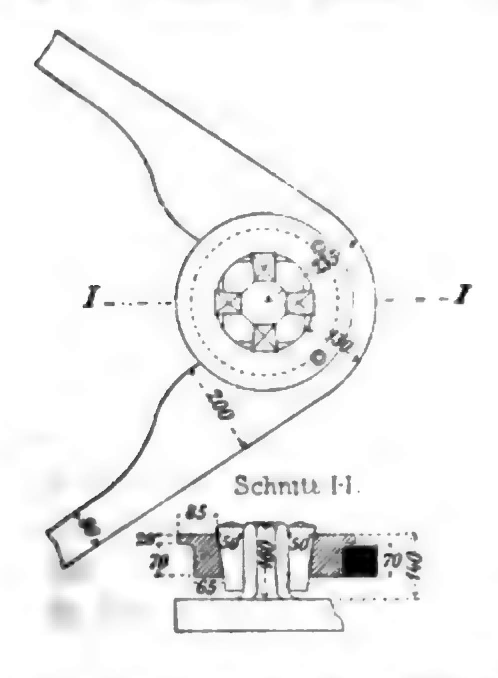


Fig. 113. *Poplar-Dock.* M. 1:50.

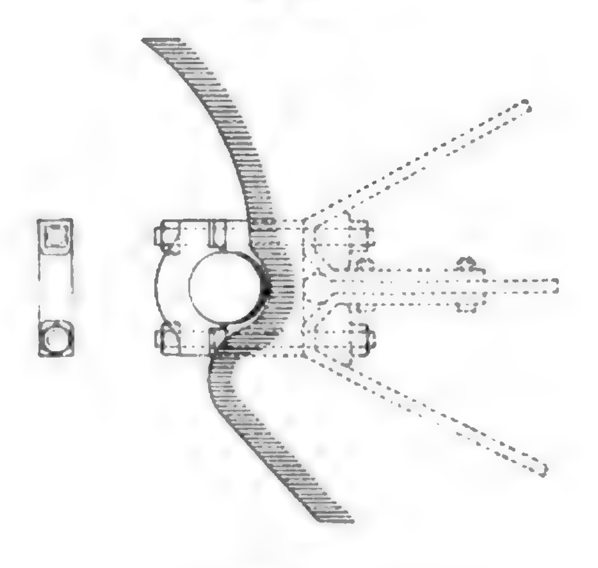


Fig. 114. *Einfahrtsschleuse bei Swansea.*

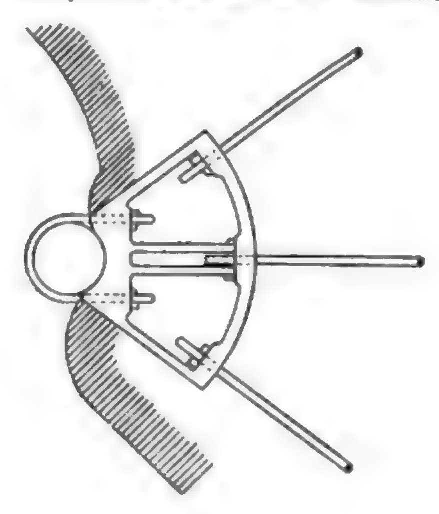


Fig. 115.

Für Gufseisen ist $K = 250$ kg/qcm, woraus folgt:

$$d^3 = \frac{Z \cdot \lambda}{25}, \qquad d = 0{,}342 \sqrt[3]{Z \cdot \lambda}.$$

Z ist in Kilogramm, λ in Centimetern einzusetzen; man erhält d in Centimetern.

Für Schmiedeeisen kann $K = 750$ kg/qcm gesetzt werden; dann ergiebt sich:

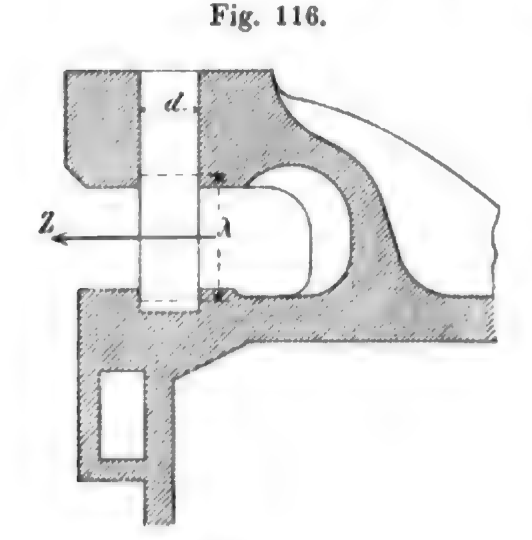
$$d = 0{,}24 \sqrt[3]{Z \cdot \lambda} \quad \text{. . . . .} \quad 75^a.$$

Für Gufsstahl kann man $K = 1000$ kg/qcm setzen; dann wird:

$$d = 0{,}22 \sqrt[3]{Z \cdot \lambda} \quad \text{. . . . .} \quad 75^b.$$

b. An beiden Enden unterstützter Zapfen (Fig. 116). Die Kraft Z greife in der Mitte an: dann ist, wenn λ die Stützlänge des Zapfens (von Mitte Auflager bis Mitte Auflager bedeutet):

Fig. 116.



$$M_{mitte} = \frac{Z.\lambda}{4},$$

und es mufs sein:

$$\frac{d^3\pi}{32} = \frac{Z.\lambda}{4K}, \quad d^3 = \sim 2{,}5\frac{Z.\lambda}{K}.$$

Es ergiebt sich:

Für Schmiedeeisen mit $K = 750$ kg/qcm:

$$d = 0{,}15\sqrt[3]{Z.\lambda} \quad \ldots\ldots \quad 76^a.$$

Für Gufsstahl mit $K = 1000$ kg/qcm:

$$d = 0{,}135\sqrt[3]{Z.\lambda}. \quad \ldots\ldots \quad 76^b.$$

Die Länge λ des Zapfens, welche in vorstehenden Ausdrücken vorkommt, ist noch nicht bekannt. Sie mufs so gewählt werden, dafs der gröfste Druck auf die Flächeneinheit zwischen Zapfen und Halsband die zulässige Grenze nicht überschreitet. Nimmt man den Zapfen auf seine ganze Länge am Halsbande anliegend an, so ist der gröfste Flächendruck doppelt so grofs, als er bei gleichmäfsiger Verteilung über die gedrückte Fläche sein würde, d. h. es ist $N_{max} = \frac{2.Z}{\frac{d\pi}{2}\lambda}$. Soll N_{max} gleich der zulässigen Inanspruchnahme K sein, so mufs stattfinden:

$$\lambda = \frac{4}{\pi K}\cdot\frac{Z}{d}.$$

Da in der Formel für λ die Werte von d vorkommen, d aber von λ abhängig ist, so nehme man d zunächst an.

Die Werte, welche sich aus obiger Formel ergeben, sind sehr klein. Nach ausgeführten Beispielen empfiehlt es sich, die Breite des Halsbandes nicht kleiner als 5 bis 6 cm zu wählen.

Die Abmessungen der Verankerung folgen aus den Kräften, in welche sich Z nach § 6 zerlegt.

Die Verankerung des Halseisens geschieht, wie oben erwähnt, durch zwei oder drei Anker. Die Richtungen der beiden äufseren Arme entsprechen zweckmäfsig den äufsersten Thorstellungen, sodafs also der eine Arm in der Richtung des geschlossenen Thores, der andere parallel der Schleusenaxe liegt, soweit Rücksichten auf das Mauerwerk letzteres gestatten. Vielfach ist bei schweren Thoren noch ein dritter Arm angeordnet, welcher den Winkel der beiden äufseren Arme halbiert (Fig. 109, 110, 113, 114). Diese Konstruktion ist aus dem berechtigten Streben entstanden, möglichst viel Mauerwerk für die Verankerung nutzbar zu machen; sie hat aber den Nachteil, dafs die Verteilung der Zugkraft Z auf die drei Arme rechnerisch nicht ermittelt werden kann. Der erwähnte Vorteil kann jedoch erreicht werden, ohne dafs man diese Unbestimmtheit in den Kauf zu nehmen braucht, wenn man nur zwei Anker verwendet, deren jeden — oder deren einen — man wieder in zwei Unteranker zerlegt (Fig. 117). Es ist nicht ausgeschlossen, dafs zwei dieser Anker an ihrem Ende, hinter dem Mauerwerk wieder vereinigt werden (Fig. 118). In Fig. 118 sind für eine mittlere Thorstellung die Ankerspannungen graphisch ermittelt und die Kräfte, welche auf a, b, c kommen, genau bestimmt.

Fig. 117.

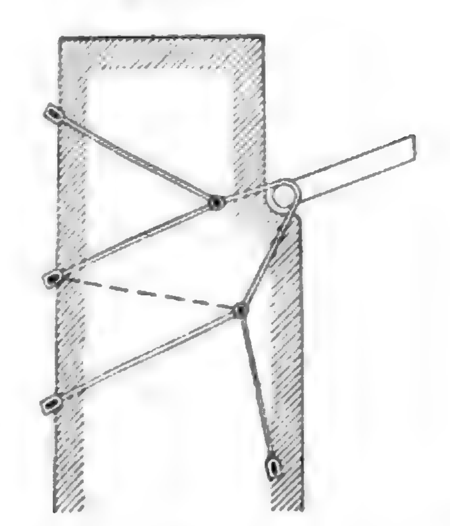
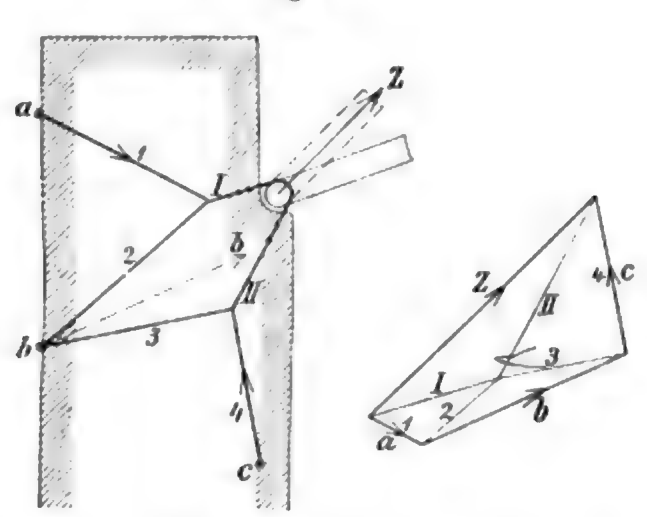


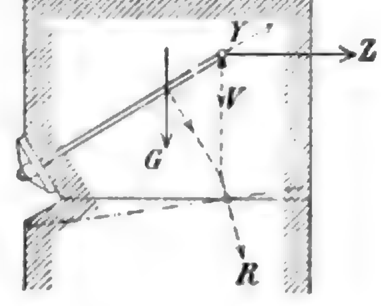
Fig. 118.



Das Gewicht des durch die Anker gefafsten Mauerwerks mufs so grofs sein, dafs die Mittelkraft aus diesem Gewichte und Z die untere Fuge nicht näher an der Kante schneidet, als die zulässige Druckinanspruchnahme des Mauerwerks gestattet; aufserdem darf auch der Winkel der Mittelkraft R mit der Fugennormalen nicht gröfser sein, als der dem Mauerwerk entsprechende Reibungswinkel. In Fig. 119 ist Z zunächst in die Ankerspannung Y und die lotrechte Seitenkraft V zerlegt, Y ist mit G, dem Mauergewichte, und die Mittelkraft beider mit V zusammengesetzt. Man erhält R. — Der Gefahr der Verschiebung wegen nicht genügenden Reibungswiderstandes könnte man dadurch begegnen, dafs man die Fugen nach hinten abfallend, nahezu normal zu der Richtung von R anordnet (wie in Fig. 119 strichpunktiert ist).

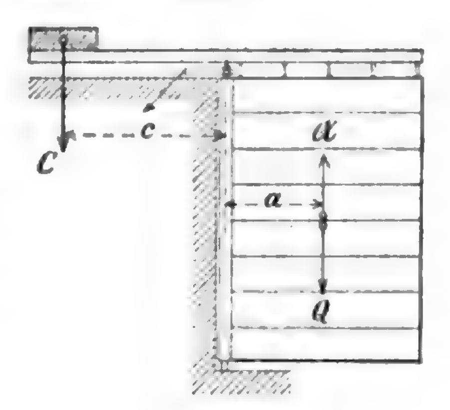
Fig. 119.





Die wagerechte Kraft Z hat sowohl im Halszapfen wie im Spurzapfen eine einseitige Abnutzung zur Folge; auch vergröfsert sie das beim Drehen auftretende Reibungsmoment, sodafs gröfsere Arbeit beim Drehen der Thore aufzuwenden ist, als wenn Z nicht vorhanden wäre. Man kann die Kräfte Z bedeutend verringern und sogar zeitweise ganz beseitigen, indem man den Schwerpunkt des sich drehenden Thores in die Drehaxe, d. h. in die Wendesäule verlegt. Das wird erreicht durch Anordnung eines Drehbaums, welcher als Verlängerung des Obertramens über die Wendesäule hinaus konstruiert und mit Gegengewicht so belastet wird, dafs unter Berücksichtigung des Auftriebes der Schwerpunkt des Ganzen in die Drehaxe fällt.[30]) Die Gröfse C dieses Gegengewichtes ergiebt sich nach Fig. 120 zu:

Fig. 120.



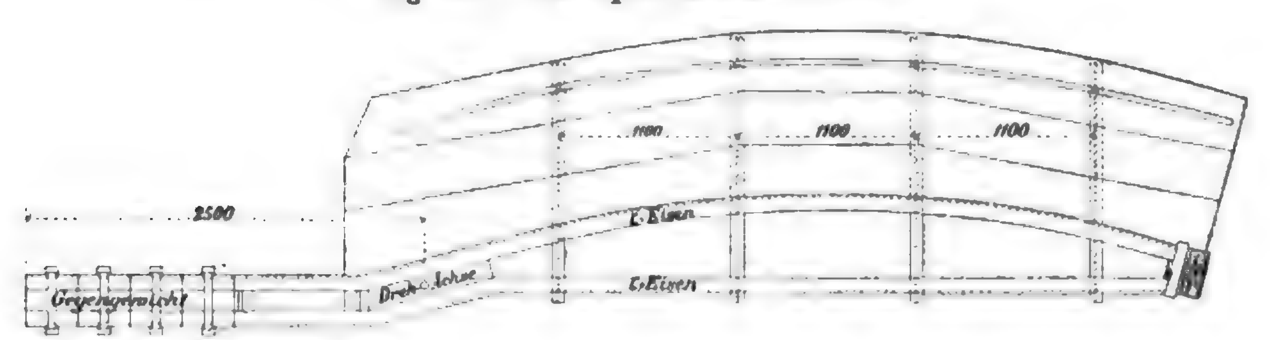
$$C = \frac{(Q - \mathfrak{A})\,a}{c}.$$

Q ist das Gewicht des Thorflügels, $\mathfrak{A}$ der Auftrieb. Das Gegengewicht mufs je nach der Höhe des Wasserstandes etwas vermehrt oder vermindert werden, weil die Gröfse des Auftriebes sich ändert. Die Bedienungsmannschaft, welche den Drehbaum zum Öffnen und Schliefsen der Thore benutzt, merkt an dem mehr oder weniger scharfen

[30]) Zeitschr. f. Bauw. 1878, S. 371.

Anliegen des Halszapfens am Halsbande leicht, ob eine Veränderung des Gegengewichts und in welchem Sinne dieselbe vorgenommen werden mufs. — Die Thore der Fig. 121 zeigen diese Anordnung: zwei kräftige ⊏-Eisen (30 cm hoch) bilden den Drehbaum, an dessen hinterem Ende ein Gegengewicht angebracht ist.

Fig. 121. *Oder-Spree-Kanal.* M. 1:60.



§ 24. Die Schlagsäule. Die Schlagsäule (franz. *le poteau busqué*, engl. *the mitre post*) hat hauptsächlich zwei Aufgaben: sie soll eine Seite des Thorrahmens bilden und den dichten Anschlufs der beiden Stemmthore aneinander ermöglichen; manchmal dient sie auch zum Anbringen von Vorrichtungen zum Feststellen der geöffneten Thore.

Als Teil des Thorrahmens hat die Schlagsäule die Riegel aufzunehmen und während der Drehung des Thores gewisse Kräfte auf Ober- und Untertramen zu übertragen. Bei geschlossenen Thoren wirken auf die beiden Schlagsäulen zuerst die Stemmkräfte H (Fig. 17, S. 17), welche wagerecht gerichtet sind und im Grundrifs senkrecht zur Schleusenaxe stehen; die Schlagsäulen geben dieselben an die Riegel weiter.

Die Berechnung der Schlagsäule ist verschieden, je nachdem das Thor ein Riegelthor oder ein Pfostenthor ist, vergl. § 17.

a. Riegelthor. Eine bestimmte Angabe betreffend die Kraftverteilung über die Schlagsäule kann der Natur der Aufgabe nach nicht gegeben werden. Der oben für die Berechnung der Riegel gemachten Annahme, dafs die Wasserdrücke durch die Bekleidung auf die Riegel übertragen und durch diese weiter geleitet werden, würde die weitere Annahme entsprechen, dafs die zusammengehörigen beiden Riegel zweier Thore auch die Kräfte H aufnehmen, ohne dafs die Schlagsäule merklich auf Biegung beansprucht würde. In Wirklichkeit dürfte diese Annahme jedoch für die Berechnung der Schlagsäule zu günstig sein; wenn die beiden Thore durch das Wasser gegeneinander gedrückt werden, so ist wahrscheinlich die Druckverteilung eine andere, als die angegebene. Hier soll die — jedenfalls sehr ungünstige — Annahme gemacht werden, dafs die nach § 6 ermittelte Kraft H sich über die Schlagsäule nach demselben Gesetze verteile, wie der Wasserdruck über die Thorhöhe. In der Tiefe y unter dem Wasserspiegel hat der Wasserdruck auf die ganze Thorbreite l den Wert $\gamma y l$, mithin die wagerechte Kraft auf die steigende Einheit die Gröfse: $\frac{dH}{dy} = \frac{\gamma y l^2}{2f}$.

Dieselbe wächst also mit y linear nach unten. Die zeichnerische Darstellung der Veränderung dieser Kraft stimmt demnach mit derjenigen in Fig. 28, S. 28 überein; unterhalb des Unterwassers ist die Kraft konstant, d. h. dort ist

$$\frac{dH}{dy} = \frac{\gamma h' l^2}{2f}.$$

Die Stützpunkte der so belasteten Schlagsäule sind die beiden Tramen und die Riegel; die Schlagsäule wirkt also wie ein durchgehender (kontinuierlicher) Balken, dessen Belastungsweise in Fig. 28 dargestellt ist.

Die Berechnung kann nunmehr ganz in gleicher Weise vorgenommen werden wie diejenige der Bekleidungstafeln in § 9 unter II. Die dortige Belastung war für die steigende Einheit γy bezw. $\gamma h'$; hier ist die Belastung $\gamma y \frac{l^2}{2f}$ bezw. $\gamma h' \frac{l^2}{2f}$; es ist also das auf der rechten Seite der betreffenden Gleichungen stehende Glied in § 9 II. für die Berechnung hier noch mit $\frac{l^2}{2f}$ zu multiplizieren. Falls alle Riegel den gleichen Abstand c haben, erhält man für drei aufeinander folgende Stützen (also hier für drei Riegel):

Oberhalb des Unterwassers:

$$M_n + 4\,M_{n+1} + M_{n+2} = \gamma\,c^2\,(n+1)\,\frac{l^2}{4f} \quad \text{. . . . . 77.}$$

Unterhalb des Unterwassers:

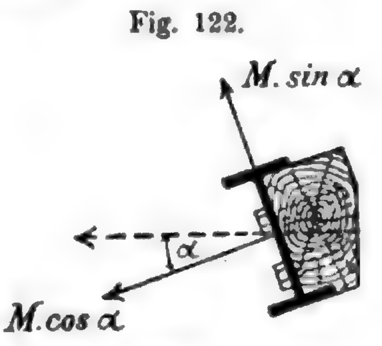
$$M_n + 4\,M_{n+1} + M_{n+2} = \gamma\,h'\,\frac{c^2\,l^2}{4f} \quad \text{. . . . . 78.}$$

und wenn der mittelste der drei Riegel in der Höhe des Unterwassers liegt:

$$M_n + 4\,M_{n+1} + M_{n+2} = \frac{\gamma\,c^2\,l^2}{2\,.\,60\,f}\,(30\,h' - 7\,c) \quad \text{. . . . . . . 79.}$$

Die aus den angegebenen Gleichungen erhaltenen Stützenmomente ermöglichen die Aufsuchung der Momente an allen Stellen der Schlagsäule, wobei in der Weise verfahren werden kann, welche in § 7 vorgeführt ist; gewöhnlich sind die Stützenmomente absolut genommen gröfser, als die Momente zwischen den Stützen.

Fig. 122.



Die so berechneten Momente wirken in der lotrechten Ebene der Kräfte H, d. h. in einer lotrechten Ebene, welche senkrecht steht zur Längsaxe der Schleuse. Wenn die Schlagsäule wie meistens so gestellt ist, dafs die zweite Hauptaxe ihres Querschnitts nicht in diese Ebene fällt, so sind die Werte der Momente für die Berechnung des Schlagsäulenquerschnitts in zwei Seitenmomente $M\cos\alpha$ und $M\sin\alpha$ zu zerlegen, welche in die durch die Hauptaxen des Schlagsäulenquerschnitts bestimmten lotrechten Ebenen fallen (Fig. 122).

Beispiel. Es seien, wie in dem Beispiel § 9, II., S. 28, $c = 0{,}8$ **m**, $h' = 3{,}2$ **m** und die ganze Riegelzahl = 8, mithin die Thorhöhe $h = 5{,}6$ **m**. Ferner sei $l = 4$ **m**, $f = 1{,}6$ **m**, $\frac{w}{2} = 3{,}67$ **m**, $w = 7{,}34$ **m**, demnach $\frac{l^2}{2f} = 5$. Man erhält also die hier wirkenden Stützenmomente, indem man die oben gefundenen Werte mit 5 multipliziert, d. h. es ergeben sich:

$M_1 = -\,21\,860$ **kgcm**, $M_2 = -\,40\,450$ **kgcm**, $M_3 = -\,72\,115$ **kgcm**,
$M_4 = -\,54\,990$ **kgcm**, $M_5 = -\,87\,810$ **kgcm**, $M_6 = -\,105\,985$ **kgcm**.

Der Berechnung soll das gröfste Stützenmoment zu Grunde gelegt werden, d. h. hier 105 985 **kgcm**; hier ist $\cos\alpha = \frac{w}{2l} = \frac{3{,}67}{4}$ und $\sin\alpha = \frac{1{,}6}{4}$. Mit diesen Werten ergiebt sich:

$$M_{max}\cos\alpha = -\,105\,985\,.\,\frac{3{,}67}{4}\ \text{kgcm} = -\,97\,241\ \text{kgcm}.$$

$$M_{max}\sin\alpha = -\,105\,985\,.\,\frac{1{,}6}{4}\ \text{kgcm} = -\,42\,394\ \text{kgcm}.$$

Die gröfste Beanspruchung im Querschnitte ist demnach:

$$N_{max} = \frac{M_{max}\sin\alpha}{W_1} + \frac{M_{max}\cos\alpha}{W_2}$$

und der Querschnitt ergiebt sich aus der Bedingung, dafs N_{max} die zulässige Grenze nicht überschreite. Man kann hier unbedenklich

$$N_{max} = K = 1000\ \text{kg/qcm}$$

für Schweifseisen annehmen. Dann lautet die Bedingungsgleichung:

$$1000 \geq \frac{M_{max}\sin\alpha}{W_1} + \frac{M_{max}\cos\alpha}{W_2} = \frac{42\,394}{W_1} + \frac{97\,241}{W_2}.$$

Das I-Eisen, deutsches Normalprofil No. 34, hat $W_1 = 931$ cm³, $W_2 = 115$ cm³, also wird bei diesem Profil die Beanspruchung

$$N_{max} = \frac{42\,394}{931} + \frac{97\,241}{115} = 891{,}7 \text{ kg/qcm}.$$

Bei I, Normalprofil No. 32, ist $W_1 = 789$ cm³, $W_2 = 99{,}5$ cm³, und

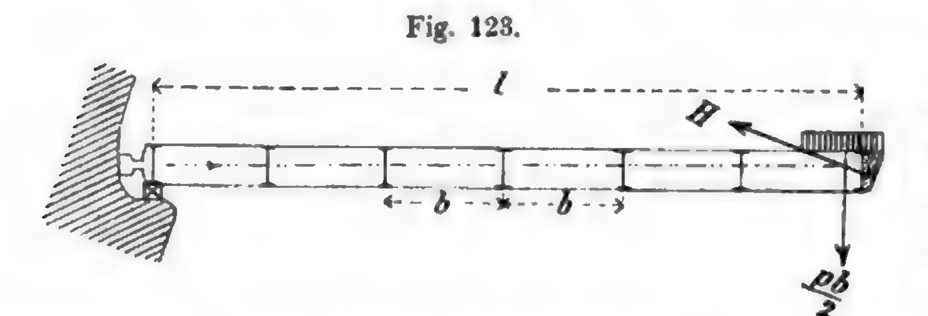
$$N_{max} = \frac{42\,394}{789} + \frac{97\,241}{99{,}5} = 1030{,}7 \text{ kg/qcm}.$$

Man kann also, wenn die sonstigen Beanspruchungen keine gröfseren Spannungen hervorrufen, Normalprofil No. 34, event. auch Normalprofil No. 32 verwenden.

In dem Beispiele ist auf die Tragfähigkeit des Dichtungsholzes nicht gerechnet; die Berücksichtigung derselben würde einmal die Berechnung sehr verwickelt machen, aufserdem aber bei der Verschiedenheit der beiden Baustoffe, Eisen und Holz, ein wenig zuverlässiges Ergebnis liefern. Es dürfte sich empfehlen, entweder das Holz stark genug zu machen, um allein die Momente aufnehmen zu können (dann brauchte der Eisenteil der Schlagsäule nur schwach zu sein), oder den eisernen Teil der Schlagsäule allein genügend stark zu machen (wie in dem Beispiel oben) und dann das dichtende Holz schwach zu halten. Die erstere Anordnung ist bei kleinen Thoren ganz gut möglich; eine Schwierigkeit ergiebt sich aus der durch die Konstruktion bedingten unregelmäfsigen Querschnittsform des Dichtungsholzes, welche eine etwas verwickelte Rechnung bedingt. Diese Schwierigkeit fällt bei gekrümmten Thoren fort, bei denen das Dichtungsholz mit rechteckigem Querschnitt hergestellt werden kann (Fig. 124, 125, S. 100) und bei welcher die Ebene der Momente M alle Querschnitte in der ersten Hauptaxe schneidet.

b. Pfostenthor. Die Wasserbelastungen werden bei diesen Thoren durch die Pfosten nach den beiden Tramen und von diesen in das Seiten- und Bodenmauerwerk geleitet. Die Schlagsäule hat hier zunächst dieselbe Aufgabe, wie die anderen Pfosten, nur ist ihre Belastung durch das Wasser entsprechend der (nahezu) halb so grofsen Belastungsbreite im Grundrifs nur (rund) halb so grofs, wie diejenige der anderen Pfosten (Fig. 123). Da aber die beiden Schlagsäulen einander berühren, so mufs man auch auf die zwischen denselben auftretenden Kräfte H Rücksicht nehmen, soweit sie durch die auf die Schlagsäule wirkenden Wasserlasten erzeugt werden. Ein Teil dieser Belastungen, insbesondere nahe dem Untertramen, wird wohl auf diesen kommen; der Sicherheit halber empfiehlt es sich aber, die Schlagsäule stark genug zur Aufnahme des ganzen H zu machen, welches der angegebenen Wasserbelastung entspricht. — Die Belastung auf die steigende Einheit der Säule möge $= \frac{p\,b}{2}$, und da $p = \gamma y$ ist, zu $\frac{\gamma y b}{2}$ angenommen werden, so ist die hierdurch hervorgerufene Kraft auf die Längeneinheit:

Fig. 123.



$$\frac{d\,H}{d\,y} = \frac{1}{f}\,\frac{p\,b}{2}\left(l - \frac{b}{4}\right),$$

oder mit genügender Annäherung

$$\frac{d\,H}{d\,y} = \frac{p\,b\,l}{2\,f} = \frac{\gamma\,y\,b\,l}{2\,f} = Z.$$

Das gilt für die Stellen oberhalb des Unterwasserspiegels. Unterhalb des letzteren ist:

$$\frac{dH}{dy} = \frac{\gamma h' b l}{2f} = Z'.$$

Auf die Schlagsäule wirken nunmehr $\frac{pb}{2}$ und Z bezw. Z' als belastende Kräfte; ihre Mittelkraft mufs in die Axe des Thores fallen, wenn (nicht ganz genau) $\frac{pb}{2}$ im Abstande l von der Wendesäule wirkend angenommen wird. Dann ist die resultierende Last für die steigende Einheit:

$$r = Z \cos\alpha = \frac{p b l \cos\alpha}{2f},$$

somit:

oberhalb des Unterwasserspiegels: $r = \frac{\gamma . b l \cos\alpha}{2f} . y,$

unterhalb des Unterwasserspiegels: $r' = \frac{\gamma . b l \cos\alpha . h'}{2f}.$

Für die Belastung der Pfosten ergiebt sich also wieder die mehrfach dargestellte Figur 72, S. 64. Die Berechnung entspricht genau derjenigen, welche für die Pfosten in § 18 vorgeführt ist; die Belastung ist hier einfach $\left(\frac{l \cos\alpha}{2f}\right)$ mal so grofs, als dort; die dort gefundenen Momente sind also mit dem Faktor $\frac{l \cos\alpha}{2f}$ zu multiplizieren, um die hier giltigen Werte zu erhalten; diese Momente wirken aber in der lotrechten Ebene, welche die Thoraxe bildet.

Bei dem Beispiel 1 in § 18 war das gröfste Pfostenmoment $M = 83377$ **kgm**; wäre $l = 9{,}6$ **m**, $f = 3{,}0$ **m**, $\frac{w}{2} = 9{,}0$, also $\cos\alpha = \frac{9}{9{,}6}$, so würde $\frac{l \cos\alpha}{2f} = \frac{9{,}6 . 9}{9{,}6 . 2 . 3} = 1{,}5$, mithin das hier einzuführende Moment:

$$M'_{max} = 1{,}5 . 83377 \text{ kgm} = 125065 \text{ kgm} = 12506500 \text{ kgcm}.$$

Es treten in den Schlagleisten dieser Pfostenthore unter Umständen demnach bedeutende Momente auf. Man könnte die Schlagsäulen von diesen befreien, wenn man entsprechend dem in § 15 gemachten Vorschlage die Stemmwirkung ganz von der Dichtung trennte, und die beiden Thore nur beim Obertramen Kräfte H aufeinander übertragen liefse. Bei den bislang ausgeführten Pfostenthoren hat man die Schlagsäulen nicht, wie oben angenommen ist, ohne Mittenunterstützung vom Ober- bis zum Untertramen durchgehen lassen, vielmehr mehrere durchgehende Riegel angeordnet, welche sich in der Wendenische gegen Stützwinkel setzen (Le Havre-Tancarville). Dadurch ist freilich die Schlagsäule wirksam untertützt, aber auch die Kraftwirkung sehr unklar geworden.

c. Gekrümmte Thore nach Art der am Oder-Spree-Kanal verwendeten. Die Schlagsäulen haben bei diesen Thoren Biegungsbeanspruchungen nicht zu erleiden.

Die Dichtung der Fuge zwischen den Schlagleisten wird nahezu ausschliefslich durch Hölzer erreicht, deren eines mit jeder Schlagsäule fest verbunden ist (Fig. 33 *b*, 36 *b*, 38, 39, 52, 124, 125, 127, 128). Ausnahmsweise hat man auch wohl eiserne Dichtungsleisten verwendet (Fig. 126), wenn rasche Zerstörung des Holzes durch den Bohrwurm zu befürchten war.

Die Querschnitte der Schlagsäulen müssen so gebildet sein, dafs sie eine leichte Verbindung mit den Riegeln bezw. Tramen und mit der Dichtungsleiste gestatten. Für kleine und mittelgrofse Schleusenthore empfiehlt sich der ⊏- und I-förmige Querschnitt, sei derselbe aus Walzeisen (Fig. 36 *b*, 38, 39) oder aus Blech und Winkeleisen zusammengenietet (Fig. 52, 124, 128). Das Dichtungsholz wird mit der eisernen Schlagsäule durch 20 bis 25 mm starke Schraubenbolzen verbunden; die Köpfe bezw. Muttern derselben werden, soweit sie in die Fläche fallen, in welcher die Be-

Fig. 124.
Geestemünde.
M. 1 : 25.

Fig. 125. *Oder-Spree-Kanal.* M. 1 : 10.

Fig. 126.
Zweite Hafeneinfahrt zu Wilhelmshaven. M. 1 : 20.

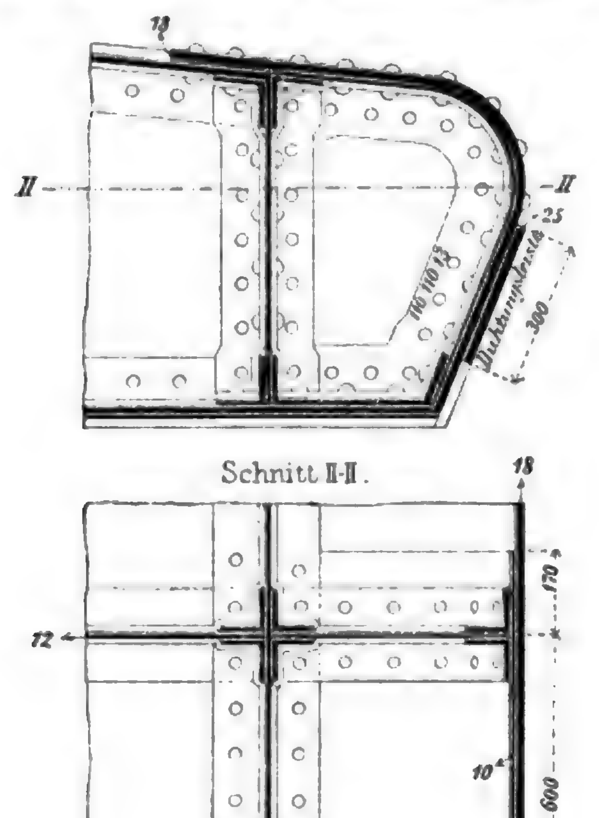
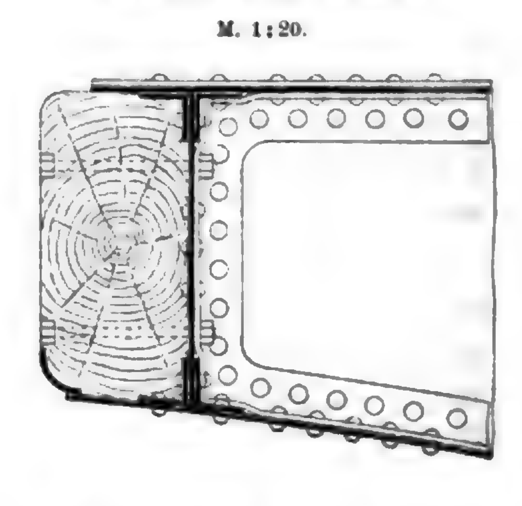


Fig. 127.
Willemsoord. M. 1 : 20.

Schnitt II-II.

Fig. 128.
Albert-Dock zu London.
M. 1 : 20.



rührung beider Schlagleisten stattfindet, versenkt (Fig. 124, 125, 128); man hat auch wohl diese vertiefte Stelle im Holz durch besondere Bleche geschlossen (Fig. 127). In der Wendesäule der Fig. 124 ist unter das Dichtungsholz ein besonderes, schwaches (6 mm starkes) Blech gelegt, welches zuerst fortrosten soll, da erfahrungsmäfsig die Berührungsstellen mit dem Holze am leichtesten rosten (vergl. § 14, S. 53). Bei sehr breiten Thoren stellt man zweckmäfsig das Dichtungsholz aus zwei Teilen her (Fig. 124). Eigenartig ist die Anordnung der Fig. 127; bei derselben dient das Dichtungsholz dazu, die Kräfte *H* auf die Riegel und Tramen zu übertragen.

Schützen und Bewegungsvorrichtungen.

§ 25. Die Schützen. Um die Schleusenkammern füllen und entleeren zu können, ordnet man in den Thoren Schützen[31]) (franz. *les ventelles, les vannes,* engl. *the sluices*) oder in den Seitenmauern der Schleusen sogenannte Umläufe an. Letztere fallen nicht in den Rahmen der hier zu behandelnden Gegenstände, erstere werden namentlich in den Unterthoren der Kanalschleusen verwendet. In den Oberthoren dieser Schleusen angebracht sind sie nachteilig wegen ungünstiger Wirkung des einströmenden Wassers auf das in der Schleuse befindliche Schiff, schwächen auch die Thorkonstruktion; bei den Oberthoren verdienen deshalb von vornherein Umläufe den Vorzug. Doch hat man auch aufser den Umläufen noch Schützen in beiden Thorpaaren angebracht, einmal um recht rasch füllen bezw. entleeren, dann aber auch, um bei etwa nötigen Reparaturen in den Umläufen den Betrieb aufrecht erhalten zu können. Bei den Seeschleusen werden sehr oft Umläufe angeordnet, um eine kräftige Spülung zu ermöglichen (Spülkanäle).

Die Schützen müssen die Öffnungen dicht verschliefsen, leicht und schnell zu öffnen und zu schliefsen sein, dem Wasser einen bequemen Durchgang gestatten und möglichst einfache Konstruktion aufweisen, sodafs sie nicht durch die Unreinigkeiten des Wassers Schaden leiden.

Bei vielen Schleusen ist es von grofser Bedeutung, dafs die Schiffe in möglichst kurzer Zeit geschleust werden können; deshalb mufs die Öffnung der Schützen recht grofs genommen werden und ihre Bewegungsvorrichtungen müssen ein Öffnen binnen kürzester Zeit gestatten. Die Gröfse der Schützöffnungen findet aber bald ihre praktische Grenze durch die schwierige Handhabung der Bewegungsvorrichtung, durch die starke Bewegung des Wassers bei geöffnetem Schütz und durch die Konstruktion. Die letztere Schwierigkeit dürfte bei eisernen Thoren von verhältnismäfsig geringerer Bedeutung sein. Man setzt wohl zwei oder noch mehr Schützöffnungen in das Thor, um ohne übermäfsige Gröfse derselben schnelles Füllen bezw. Entleeren der Schleusenkammer zu erzielen.

Die Abmessungen der Schützen bei gewöhnlichen Schleusen weisen eine Höhe von 60 bis 80 cm, eine Breite bis zu 150 cm im Lichten auf.

Man unterscheidet:

a. Zugschützen, d. h. Schützen, deren Bewegung in einer parallel zur Thorfläche liegenden Ebene erfolgt; bei gekrümmten Thoren werden besondere Vorkehrungen getroffen. Die Zugschützen werden entweder als volle Zugschützen oder als Jalousie- (Coulissen- oder Register-) schützen konstruiert.

b. Dreh- oder Klappschützen. Das Öffnen oder Schliefsen erfolgt durch Drehung des Schützes um eine wagerechte oder lotrechte Axe.

a. Die Zugschützen.

1. Die auf die Zugschützen wirkenden Kräfte. Das Schütz liege ganz unter dem Unterwasser: das Schleusengefälle sei h, die Breite und Höhe der Schütztafel seien bezw. a und b; dann ist der gesamte auf das Schütz ausgeübte Wasserdruck:

$$W = \gamma \cdot h \cdot a \cdot b = (1000\, h \cdot a \cdot b) \text{ kg}.$$

---

[31]) Gleichberechtigt mit der Schreibweise „das Schütz" ist die im III. Kapitel des Wasserbau-Handbuches vorzugsweise verwendete Schreibweise „die Schütze".

h, a und b sind in Metern einzusetzen. Wird der Reibungskoefficient für die Bewegung des Schützes mit μ bezeichnet, so mufs die zum Aufziehen nötige Kraft Z die Gröfse haben: $Z \geq \mu \cdot 1000\, h \cdot a \cdot b + G$.

G bezeichnet das Gewicht des Gestänges und des Schützes nach Abzug des Auftriebes. Bei hölzernen Schützen kann das Gewicht des Schützes vernachlässigt werden, da es sich mit dem Auftrieb nahezu aufhebt; bei eisernen Schützen ist der Auftrieb im Verhältnis zum Gewicht meistens so gering, dafs derselbe unberücksichtigt bleiben kann. Der Reibungskoefficient μ für Holz auf Holz ist 0,4 bis 0,5, für Eisen auf Eisen ist μ = 0,3 bis 0,4. Es empfiehlt sich, hier ungünstige Annahmen zu machen, weil μ unter Umständen wesentlich gröfser ausfällt, als die Annahme war. Bei der Weserschleuse in Hameln hatte man für Gufseisen auf Gufseisen μ = 0,2 angenommen; μ stellte sich aber in Wirklichkeit auf 0,4 bis 0,6.

Das Eigengewicht eines Quadratmeters der Schützen kann angenommen werden:

bei Gufseisen zu rund . . 250 kg } ohne das Gestänge.
„ Schmiedeeisen zu rund . 160 „ }

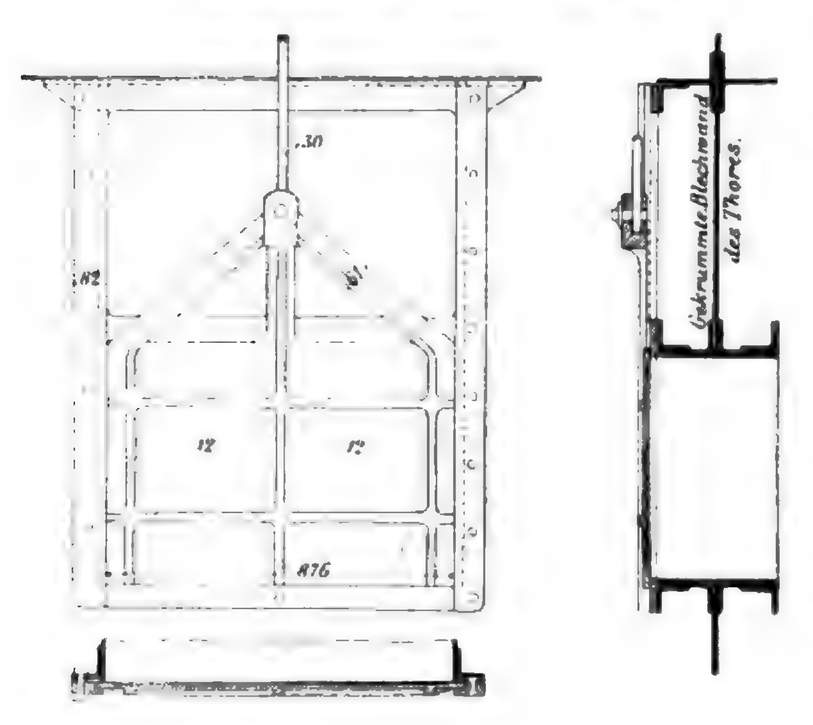
Das Gestänge ist je nach der Länge 40 bis 60 kg schwer.

Bei den vollen Zugschützen mufs das Schütz um einen Weg gehoben werden, welcher gleich ist seiner ganzen Höhe; bei den Jalousie-Schützen ist die ganze Fläche in eine Anzahl (n) wagerechter Streifen mit freien Zwischenräumen zerlegt, welche sich bei geöffnetem Schütz hinter feststehende Teile legen. Es braucht demnach im allgemeinen hierbei nur der $n$te Teil des Weges zurückgelegt zu werden, welcher bei vollen Zugschützen notwendig ist. So kann Öffnen und Schliefsen viel rascher erfolgen.

2. Die Konstruktion der vollen Zugschützen. Jedes Schütz hat folgende Teile: die Schütztafel, den Schützrahmen, die Zug- bezw. Druckstange und die Bewegungsvorrichtung.

Schütztafel nebst Rahmen. Die Schütztafel bewegt sich in einem gufs- oder schmiedeeisernen Rahmen, welcher aus zwei lotrechten, seitlichen Führungsrinnen und zwei wagerechten Rahmenstücken, einem unteren und einem oberen, gebildet wird. Der Rahmen wird auf der Bekleidung des Thores, bei gekrümmten Thoren auf einem besonderen Kasten (Fig. 129) befestigt. Die Tafel selbst wird aus Holz, Gufseisen oder Schmiedeeisen hergestellt.

Fig. 129.
Weserschleuse bei Hameln. M. 1 : 24



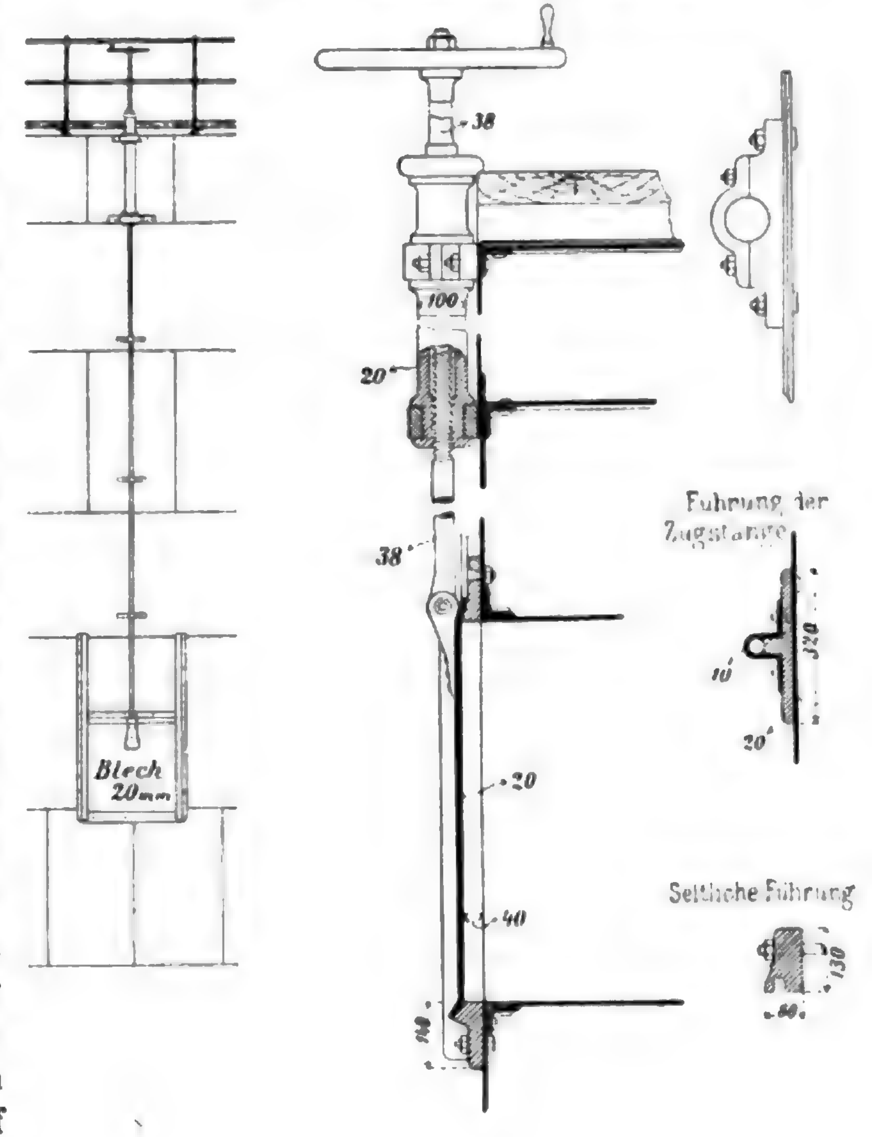
Holzschützen bestehen zweckmäfsig aus zwei Lagen Bohlen, deren eine wagerecht, deren andere lotrecht ist; die erstere ist auf der Seite des Oberwassers; nur die lotrechten Bohlen laufen in den Seitenrillen (Fig. 130). Wird das Schütz aus einer Bohlenlage hergestellt, so legt man dieselbe wagerecht und verbindet die einzelnen Bohlen miteinander durch eingelegte schmiedeeiserne Federn (10 . 50 mm), sowie lotrechte Leisten.

Eine gufseiserne Schütztafel zeigt Fig. 129. Die Berechnung der nötigen Stärke kann nach den Ergebnissen des § 9 über die Berechnung der ebenen Tafeln vorgenommen werden. — Am meisten empfehlenswert sind Tafeln aus Schmiedeeisen; dieselben sind verhältnismäfsig leicht, im Wasser nahezu unveränderlich, wenn gut im Anstrich oder verzinkt, und sehr zuverlässig gegen Bruch. Fig. 131 zeigt ein solches Schütz. Der Rahmen ist aus Gufseisen, hat seitlich Führungsrillen, oben und unten der Dichtigkeit wegen schräge Sitzflächen für die Tafel.

Fig. 130. *Dock zu Willemsoord.* M. 1 : 100 bezw. 1 : 20.

Statt des ebenen Blechs verwendet man auch Buckelplatten zur Herstellung von Schütztafeln; dieselben wenden ihre konvexe Seite dem Oberwasser zu. Bei der Schleuse zu Ablon[22]) besteht jede der beiden Schütztafeln aus zwei Buckelplatten, welche miteinander verbunden sind. Der Schützenrahmen ist aus seitlichen ⊏-Eisen, unten aus zwei zu einem Z verbundenen Winkeleisen gebildet.

Fig. 131. *Dock zu Willemsoord.* M. 1 : 100 bezw. 1 : 20.

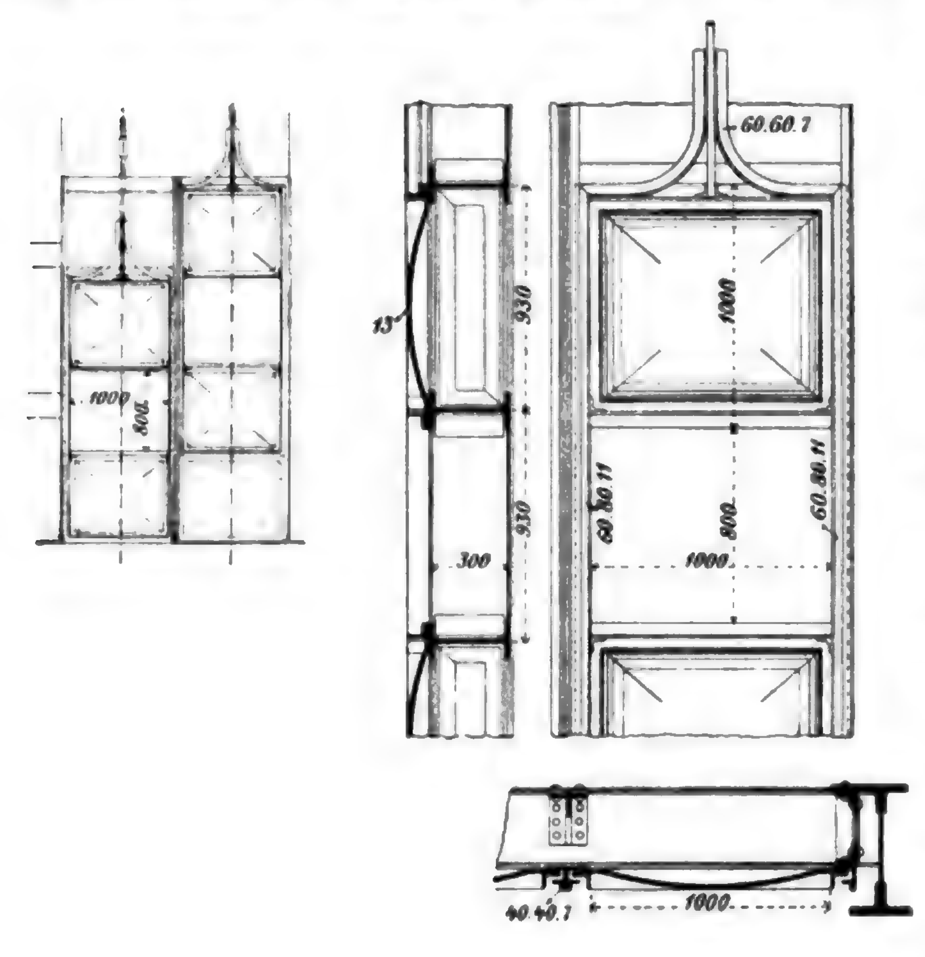


Eigenartig ist das in Fig. 132 (S. 104) gezeichnete Schütz, bei welchem zwei mit Zwischenraum übereinander liegende Buckelplatten zu einer Tafel verbunden sind. Bei dem Aufziehen werden zwei übereinander befindliche Schützöffnungen gleichzeitig geöffnet. Auf die Buckelplatten sind rechts und links Winkeleisen $\left(\frac{60 . 80}{11}\right)$ genietet, welche auch über den Zwischenraum hinweggeführt sind und den Zug bezw. Druck auf die untere Buckelplatte übertragen: oben und unten am Rande sind auf

[22]) Ann. des ponts et chaussées 1882, I. S. 644.

jede Buckelplatte weitere Winkeleisen gleichen Kalibers wagerecht aufgenietet und durch Eckwinkel mit den ersteren verbunden. Die Zugstange ist an der Schütztafel durch zwei Verbindungswinkel und ferner durch zwei im Bogen geführte Winkeleisen $\left(\frac{60 \cdot 60}{7}\right)$ befestigt.

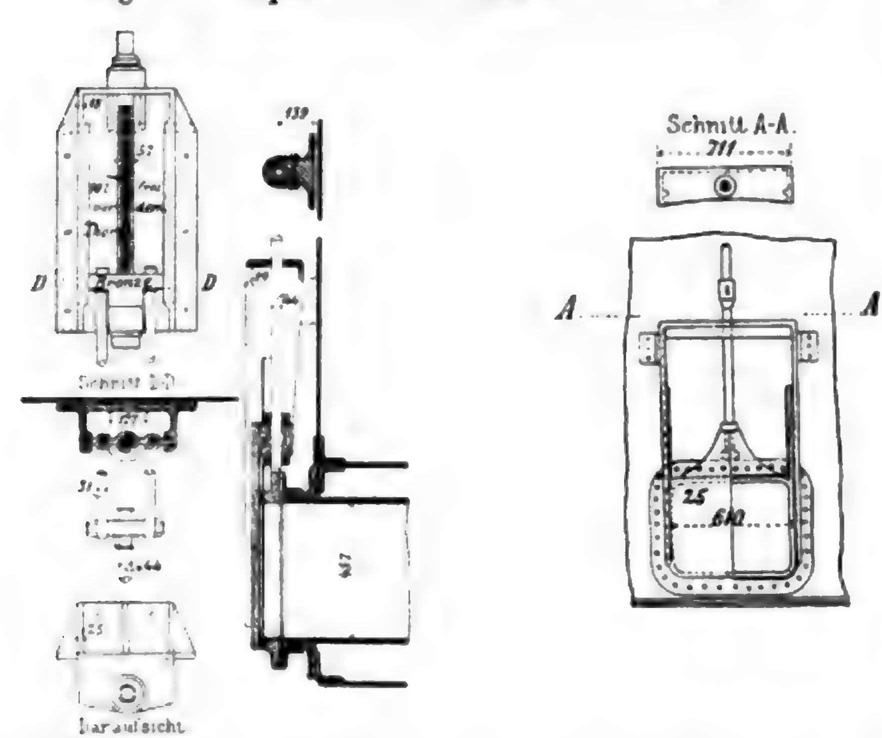
Fig. 132. *Schleuse vom Kanal de la Perrotine.* M. 1:100 bezw. 1:40.



Die Zug- bezw. **Druckstange** wird ausschliefslich aus Schmiedeeisen hergestellt, mufs sorgfältig mit der Tafel verbunden und auf ihre Länge gut geführt sein. Der Querschnitt ist gewöhnlich rechteckig oder quadratisch; auch Rundeisen kommen vor. Verschiedene Anordnungen bei hölzernen, gufseisernen und schmiedeeisernen Schütztafeln zeigen die Figuren 129—133.

Die **Bewegungsvorrichtung** mufs schnelles und leichtes Öffnen gestatten. Nach ausgeführten Messungen kann ein Mann bei kurzdauernder Leistung 30 kg leisten, ausnahmsweise ein sehr kräftiger Mann 40 kg. Diese verfügbaren Kräfte sind bei der Anordnung der Bewegungsvorrichtung zu Grunde zu legen; dieselben können für zwei Mann mit 55 bis höchstens 70 kg angenommen werden. — Am schnellsten erfolgt das Öffnen durch Umlegen eines Hebels, welcher ein in eine Zahnstange eingreifendes Triebrad bewegt (Fig. 134). In dem Beispiele Fig. 134 bewegt sich die Zahnstange zwischen einem Zahnrade b und zwei Führungsrollen c. Die Bewegung geschieht durch Umlegen des Hebels h von 1,35 m Länge um 180°. Zahnrad und Zahnstange sind so abgemessen, dafs durch Umlegen des Hebels um 180° die Schützöffnung vollständig frei wird. Ist der Weg der Schütztafel $= s$, der Triebraddurchmesser $= d$, so mufs sein: $\frac{d\pi}{2} = s$ und

Fig. 133. *Poplar-Dock zu London.* M. 1:32 bezw. 1:50.



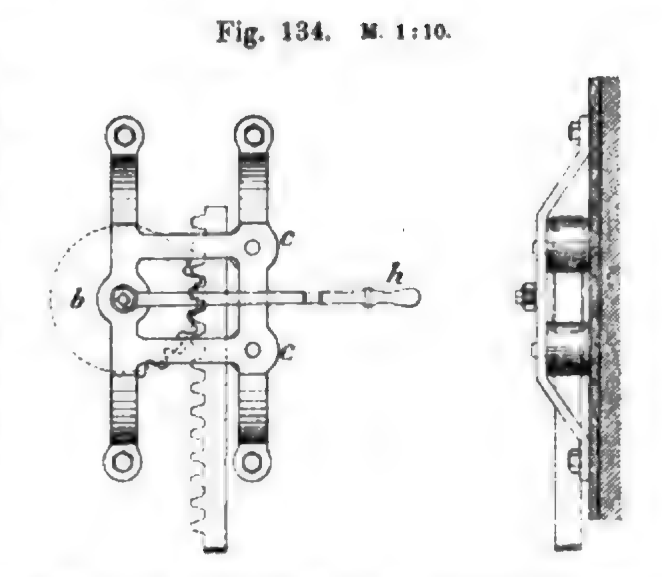


Fig. 134. M. 1:10.

$d = \frac{2s}{\pi} = 0{,}63\,s$. Nimmt man das Übersetzungsverhältnis des Hebels mit 1 : 10 an (Hebellänge etwa 1,5 m), so könnte also an der Zahnstange eine Kraft von 550 bis höchstens 700 **kg** ausgeübt werden. Die Kraft Z hat aber, wenn $\mu = 0{,}3$, das Schützengewicht pro qm einschliefslich des Gestängegewichts mit 300 bezw. 200 **kg** für Gufs- bezw. Schmiedeeisen angenommen wird, pro qm Schütztafel die Gröfse:

$$Z = \begin{cases} 300\,h + 300 \text{ kg für Gufseisen,} \\ 300\,h + 200 \text{ kg} \;\; \text{„} \;\; \text{Schmiedeeisen.} \end{cases}$$

Demnach ergiebt sich Z für 1 qm Schütztafel und verschiedene Schleusengefälle, wie in nachstehender Tabelle angegeben und daraus unter Zugrundelegung von 60 **kg** Leistung zweier Männer am Hebel die gröfste zulässige Schützfläche.

h	Gufseisen-Schütz		Schmiedeeisen-Schütz	
	Z pro qm Schützfläche	Maximal-Schützfläche	Z pro qm Schützfläche	Maximal-Schützfläche
m	kg	qm	kg	qm
1,0	600	1,0	500	1,2
1,5	750	0,8	650	0,92
2,0	900	0,67	800	0,75
2,5	1050	0,57	950	0,63
3,0	1200	0,50	1100	0,55
3,5	1350	0,44	1250	0,48

Werden gröfsere Schützöffnungen als die ermittelten Maximalgröfsen nötig, so sind Vorgelege oder Schrauben zur Hebung der Schütztafeln zu verwenden. Verschiedene Anordnungen zeigen die Figuren 130, 131 und 133. Natürlich gebraucht das Aufziehen mittels Schrauben wesentlich mehr Zeit als das Umlegen eines einfachen Hebels. Man hat demnach ein grofses Interesse an der Verringerung von Z.

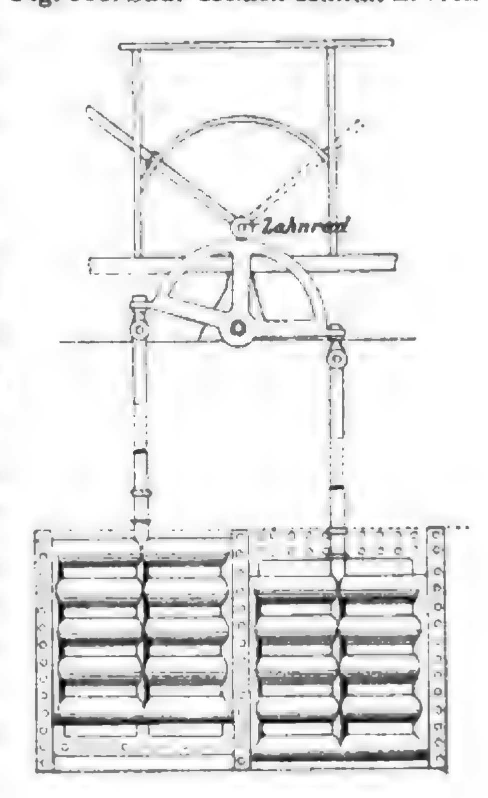


Fig. 135. *Saar-Kohlen-Kanal.* M. 1:10.

Eine Verringerung kann erreicht werden durch Verminderung des Wertes G im Ausdruck für Z und durch Verkleinerung des Reibungskoefficienten μ. Statt aber Z zu verringern, kann man auch den Weg der Schütztafel verkürzen und so trotz der Schrauben in kurzer Zeit öffnen — dies führt zu den Jalousieschützen.

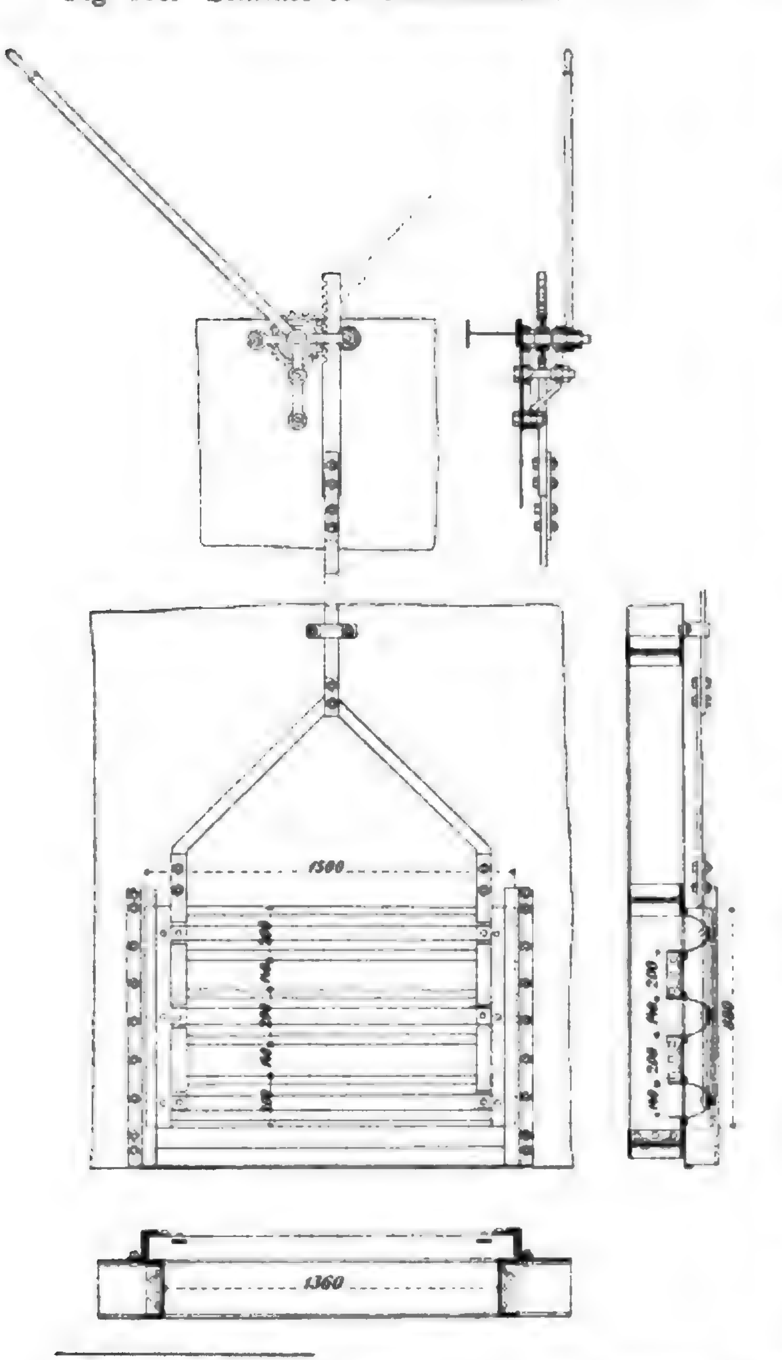
Der Wert G kann aus dem Ausdruck für Z dadurch fortgeschafft werden, dafs man zwei gleich grofse Schützen nebeneinander anordnet, deren eines beim Öffnen hinauf, deren anderes hinab geht (Fig. 135). Von wesentlichem Vorteil wäre die Verminderung des Reibungskoefficienten, indem man die gleitende Reibung durch die rollende ersetzt. Bei gröfseren Schütztafeln für Freischleusen u. s. w. sind derartige Konstruktionen bereits ausge-

führt[33]), und der Verwendung von auf Rollen laufenden Schützen bei Schleusenthoren stehen grundsätzliche Bedenken nicht entgegen. Die Dichtung geschieht durch seitliche Ansätze an die Schütztafeln.

3. Die Jalousie- oder Coulissen- oder Registerschützen. Die Jalousieschützen bestehen aus einem beweglichen und einem feststehenden Teile; jeder derselben bildet eine Anzahl wagerechter Streifen. Beim Aufziehen treten die Streifen des beweglichen hinter diejenigen des festen Teiles, sodafs die halbe Fläche des ganzen Schützes frei wird. Damit der Ausflufskoefficient möglichst günstig sei, giebt man den zwischen den Schützöffnungen liegenden Streifen des bewegten Teiles annähernd die Form des kontrahierten Wasserstrahles und erreicht so eine wesentliche Vergröfserung des Ausflufskoefficienten. Derselbe kann (nach Franzius) hier zu 0,9 angenommen werden, während er bei gewöhnlichen Schützöffnungen mittlerer Gröfse nur etwa 0,6 beträgt.

Bei neueren Schützen hat man die beweglichen Streifen aus Zores-Eisen hergestellt (Fig. 136). Zwischen die beiden untersten Riegel des Thores sind ⊏-Eisen-Pfosten eingefügt, welche zwei wagerechte ⊏-Eisen No. 20 aufnehmen. Letztere lassen zwischen sich und den Riegeln drei wagerechte Streifen von je 0,14 m Höhe, 1,36 m Breite frei, die durch den beweglichen Teil geschlossen werden. Dieser besteht aus drei in einem Rahmen miteinander verbundenen Zores-Eisen; vor Kopf derselben sind Winkeleisen angeordnet, welche in den Führungseisen (Z-Eisen No. 12) laufen. Die gesamte lotrechte Verschiebung beim Öffnen beträgt nur 18 cm; dieselbe wird durch Umlegen eines um 90° drehbaren Hebels mit Zahnrad und Zahnstange bewirkt. Die Gesamtgröfse der Schützöffnung ist 3 . 0,14 . 1,3 = 0,546 qm. Beim Öffnen gehen die Coulissen abwärts, sodafs ihr Eigengewicht günstig wirkt. Der Hebel und damit auch das Schütz wird durch Vorsteckbolzen festgestellt, die in die Führungsschiene gesteckt werden.

Fig. 136. *Schleuse bei Oberlahnstein.* M. 1:40.



Eine ähnliche Anordnung zeigt Fig. 137. Die Bekleidung besteht hier aus Holzbohlen, auf welche für das Schütz ein gufseiserner Rahmen mit angegossenen seitlichen

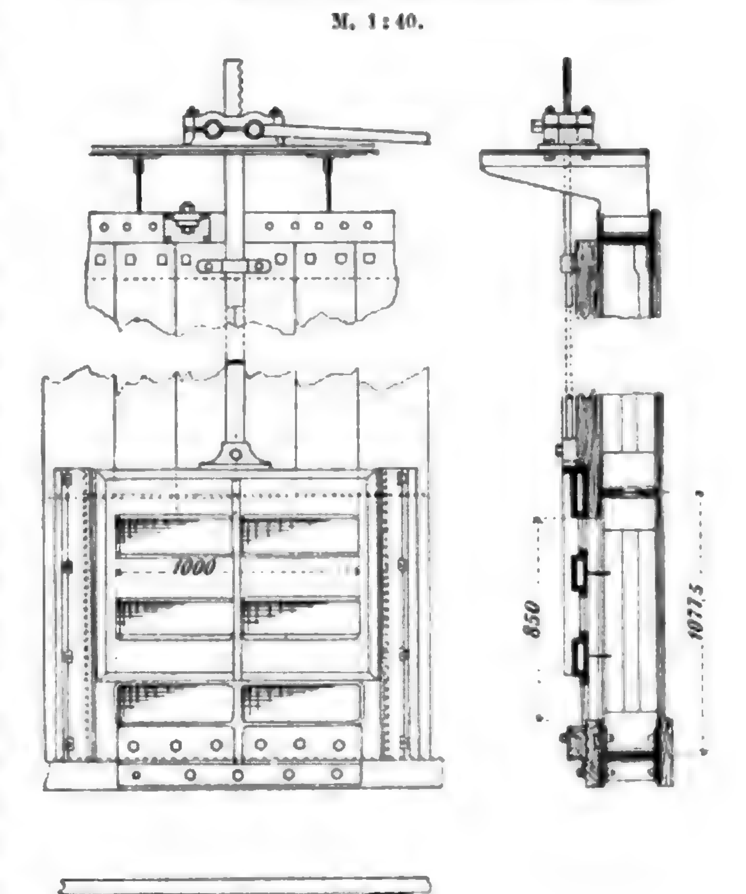
[33]) Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 511. — Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 227.

Führungen geschraubt ist. Die festen Querstäbe sind T-förmig. Das Öffnen erfolgt durch Umlegen eines Hebels um 180°. Die Weglänge beträgt etwa 170 mm.

b. Die Drehschützen, Drehklappen.

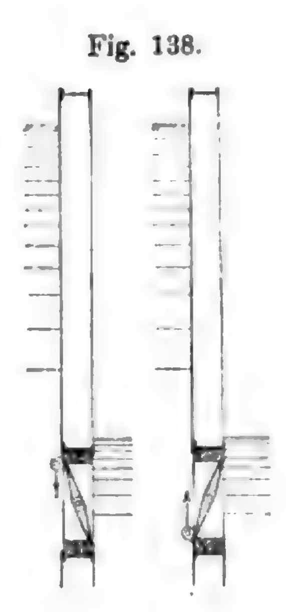
1. Allgemeines. Die Drehschützen werden angewendet, um ein möglichst rasches Öffnen der ganzen Schützöffnung zu erzielen. Im allgemeinen sind die zum Öffnen nötigen Kräfte bei den Drehschützen kleiner, als bei Zugschützen; es ist aber auch die Dichtigkeit geringer. Unter Umständen kann es ein Nachteil der Drehschützen sein, dafs die von den Flöfsen abgespülten Verbandmaterialien und dergl. Undichtigkeiten bewirken.

Fig. 137. *Kanal von Lens nach La Deule.* M. 1:40.



Mag die Drehaxe lotrecht oder, wie meistens, wagerecht sein, stets macht man die Teile der Klappe, welche an den beiden Seiten der Drehaxe liegen, verschieden grofs, ordnet also die letztere etwas excentrisch an. Da das Schütz ganz unterhalb des Unterwassers liegt, so ist der Druck pro Flächeneinheit auf die ganze Klappe gleich grofs; soll also der Wasserdruck selbst für die Erzielung der Dichtigkeit nutzbar gemacht werden, so müssen beide Flächen verschieden grofs sein, in Fig. 138 links mufs die obere, in Fig. 138 rechts die untere Fläche die gröfsere sein. Daraus ergiebt sich, dafs man die Axe im ersten Falle nach unten, im zweiten Falle nach oben excentrisch legen mufs. Erhöht wird diese Druckverschiedenheit dadurch, dafs der nach der Unterwasserseite gelegene Klappenanschlag der Druckfläche entzogen ist. Es wird unten gezeigt, dafs die Excentricität die zum Öffnen nötige Kraft vergröfsert; man hat deshalb wohl eine negative Excentricität angeordnet, d. h. die Axe nach der entgegengesetzten Seite aus der Mitte gerückt. Das Mafs dieser negativen Excentricität darf aber die halbe Anschlagsbreite nicht erreichen, weil sonst selbstthätiges Öffnen des Drehschützes einträte, darf also nur gering — höchstens etwa 5 mm — sein; dennoch leidet hierunter die Dichtigkeit schon so bedeutend, dafs der entstehende Nachteil den geringen Vorteil beim Öffnen weit überwiegt. Man wähle deshalb die Excentricität stets so, dafs das Schliefsen des Schützes durch sie begünstigt wird; diese Excentricität soll allgemein als positive bezeichnet werden.

Fig. 138.



2. Die zum Öffnen der Drehschützen erforderlichen Kräfte. Die auf das Drehschütz wirkenden Kräfte haben bei den verschiedenen Stellungen desselben

wesentlich verschiedene Gröfse. Wir unterscheiden hauptsächlich zwei Abschnitte: der erste entspricht dem geschlossenen bezw. soeben geöffneten Schütz, der zweite der weiteren Bewegung des Schützes bis zur vollständigen Öffnung desselben, bei welcher das Schütz um nahezu 90° gegen die erste Stellung gedreht ist. Während des ersteren Zeitabschnitts kann man annehmen, dafs der Bewegung nur der statische Überdruck auf den gröfseren Klappenteil gegenüber dem Druck auf den kleineren Klappenteil entgegenwirkt. Sobald aber das Wasser voll durch die teilweise geöffnete Klappe strömt, sind für die Gröfse der Widerstände die hydraulischen Verhältnisse mafsgebend.

Erster Teil der Drehung.[34]) Bezeichnen wieder (Fig. 139):

Fig. 139.

h das Schleusengefälle,

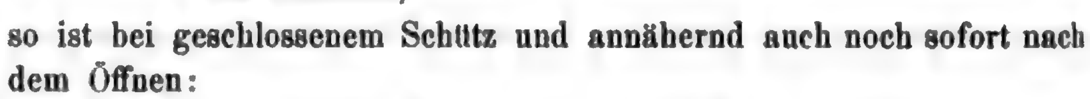


a die Breite, b die Höhe des Schützes (b ist normal zur Drehaxe),

e die Excentricität (positiv, wenn die Dichtigkeit befördernd),

c die Anschlagsbreite der Tafel,

D_1 und D_2 die Drücke auf den gröfseren und kleineren Teil des Schützes,



so ist bei geschlossenem Schütz und annähernd auch noch sofort nach dem Öffnen:

$$D_1 = \gamma \,.\, a\left(\frac{b}{2} + e\right) h, \qquad D_2 = \gamma\, a\left(\frac{b}{2} - e - c\right) h,$$

$$D_1 - D_2 = \Delta = \gamma\, a\, h\,(2\,e + c).$$

Das Moment dieses Überdruckes Δ in Bezug auf die Drehaxe O ist:

$$M_1 = \frac{\gamma\, a\, h\left(\frac{b}{2} + e\right)^2}{2} - \frac{\gamma\, a\, h}{2}\left(\frac{b}{2} - e - c\right)^2 = \frac{\gamma\, a\, h}{2}\,(b - c)\,(2\,e + c),$$

$$M_1 = \frac{\gamma\, a\, h}{2}\,(b - c)\,(2\,e + c).$$

Das Moment der Zapfenreibung ist $M_2 = \gamma\, a\, h\,.\,(b - c)\,\mu\,.\,\frac{d}{2}$. d ist der Zapfendurchmesser, μ der Reibungskoefficient. Da c nur klein gegen b, μ aber überhaupt nicht genau bekannt ist, so kann man als genügend genau setzen:

$$M_2 = \gamma\,.\,a\,b\,.\,h\,.\,\mu\,.\,\frac{d}{2}\,.$$

Das ganze Moment, welches dem Öffnen entgegenwirkt, ist also:

$$M = M_1 + M_2 = \frac{\gamma\, a\, h}{2}\,[(b - c)\,(2\,e + c) + b\,\mu\,d]$$

und wegen der Kleinheit von c ist genügend genau:

$$M = \frac{\gamma\, a\, b\, h}{2}\,(2\,e + c + \mu\,d),$$

$$M = D\left(e + \frac{c}{2} + \frac{\mu\,d}{2}\right).$$

In dieser Gleichung bedeutet D den hydrostatischen Druck auf die ganze Klappe.

Wenn ξ der Hebelarm der Kraft P ist, welche beim Öffnen auf die Klappe übertragen wird, G das Gewicht des Gestänges bezeichnet, so mufs sein:

$$(G + P)\,\xi = M,$$

also

$$(G + P) = \frac{\gamma\, a\, h}{2\,\xi}\,[(b - c)\,(2\,e + c) + b\,\mu\,d]$$

und genügend genau:

$$P = \frac{\gamma\, a\, h\, b}{2\,\xi}\,(2\,e + c + \mu\,d) - G,$$

[34]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1878, S. 374.

bezw.:
$$P = \frac{D}{\xi}\left[e + \frac{c}{2} + \frac{\mu d}{2}\right] - G \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 80.$$

Wenn $c = 0{,}02$ m, $\mu = 0{,}3$, $\xi = 0{,}2$ m angenommen wird, so erhält man:

$$\left.\begin{array}{l} M = D\,(e + 0{,}01 + 0{,}15\,d) \\ P = \frac{D}{0{,}2}\,(e + 0{,}01 + 0{,}15\,d) - G \end{array}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 81.$$

und mit $d = 0{,}07$ m, $e = 0{,}005$ m:

$$M = D\,(0{,}026), \quad P = 0{,}127\,D - G.$$

Wäre $b = 0{,}63$ m, $a = 1{,}5$ m, so würde:

$$D = 1000 \,.\, 0{,}63 \,.\, 1{,}5 \,.\, h = 945\,h \quad \text{und} \quad P = 120\,h - G.$$

Wird das Übersetzungsverhältnis am Hebel mit $n:1$ bezeichnet und die am Druckhebel bezw. der Kurbel ausgeübte Kraft K genannt, endlich unter η eine Konstante verstanden, welche die Widerstände des Bewegungsmechanismus berücksichtigt, so ergiebt sich die nötige Gröfse von K:

$$K = \frac{P \,.\, \eta}{n}.$$

η kann je nach der Konstruktion der Geradführung zu 1,1 bis 1,2, G zu 40 bis 60 kg, im Mittel gleich 50 kg angenommen werden. Es mufs also sein:

$$K = \frac{\eta}{n}\left[\frac{D}{\xi}\left(e + \frac{c}{2} + \frac{\mu d}{2}\right) - G\right]$$

und mit obigen Zahlenwerten:

$$K = \frac{\eta}{n}\left[\frac{D}{0{,}2}\,(e + 0{,}01 + 0{,}15\,d) - G\right]$$

bezw. mit $n = 10$:

$$K = \frac{1{,}1}{10}\,(120\,h - 50) = 1{,}1\,(12\,h - 5).$$

Da nun K bis zu 30 kg Gröfse durch einen Arbeiter geleistet werden kann, so würde bei den angenommenen Klappenmafsen für den ersten Teil der Bewegung ein Arbeiter bis zu $h = 2{,}6$ m genügen.

Zweiter Teil der Drehung. Wenn die Klappe etwas geöffnet ist und das Wasser ausströmt, so hat dasselbe an den verschiedenen Berührungsstellen mit der Klappe verschiedene Geschwindigkeiten; diesen aber entsprechen verschiedene Druckverluste, welche in verschiedenen Abständen von der Drehaxe wirken. Diese Druckverluste haben nun ein resultierendes Moment, welches die Klappe wieder zu schliefsen bemüht ist, also der Bewegung des Öffnens entgegenwirkt. Eine genaue Untersuchung dieser Vorgänge hat Lieckfeld in der Zeitschrift für Bauwesen 1892, Seite 385 u. f. vorgenommen, auf welchen Aufsatz hier verwiesen wird. Die Ergebnisse dieser Untersuchung sind folgende. Während der Bewegung der Klappe ist das gröfste Moment der hydraulischen Widerstände direkt proportional der Klappenbreite a und dem Quadrat der Klappenhöhe b, wobei die Höhe immer (wie auch oben) die Abmessung normal zur Drehaxe ist. Bei $\left\{\begin{array}{l}\text{wagerechter}\\ \text{lotrechter}\end{array}\right\}$ Drehaxe ist die Höhe $\left\{\begin{array}{l}\text{lotrecht.}\\ \text{wagrecht.}\end{array}\right.$

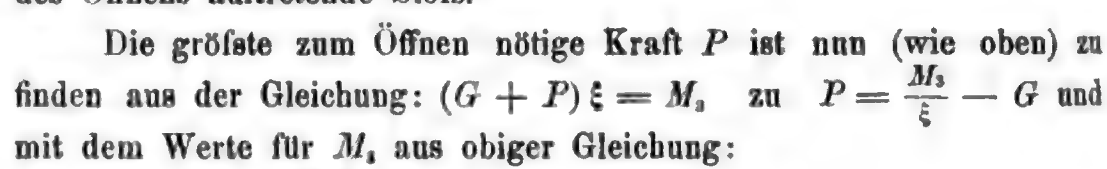
Wird der auf die geschlossene Klappe wirkende hydrostatische Druck wieder mit D bezeichnet (ohne Abzug des Anschlages), so ist nach Lieckfeld der gröfste Wert des Momentes der Widerstände:

$$M_1 = 0{,}9\,D\,(0{,}75\,b \pm e + 0{,}15\,d).$$

In der Formel ist das erste Klammerglied eine Folge der hydraulischen Widerstände, das zweite Folge der Excentricität (positiv oder negativ in dem oben angegebenen Sinne), das dritte eine Folge der Zapfenreibung.

Die hydraulischen Widerstände entstehen erst durch die Strömung, beim plötzlichen Öffnen der Klappe ist aber die spätere Geschwindigkeit des Wassers nicht sofort vorhanden; vielmehr ist eine gewisse Zeit bis zur Erreichung derselben nötig, welche Zeit um so gröfser ist, je gröfser die Masse des in Bewegung zu setzenden Wassers ist. Daraus erklärt sich, dafs man beim schnellen Umlegen des Druckhebels oft leichter öffnen kann, als bei langsamem Umlegen. — Gegen Ende der Bewegung tritt eine ziemlich plötzliche Abnahme der Widerstände und ein stark vermehrter Wirkungsgrad des Druckhebels auf; auch unterstützt dann das Gewicht des Hebelarms die Bewegung des Öffnens; daraus erklärt sich der am Schlufs der Bewegung im Sinne des Öffnens auftretende Stofs.

Fig. 140.



Die gröfste zum Öffnen nötige Kraft P ist nun (wie oben) zu finden aus der Gleichung: $(G + P)\xi = M_s$ zu $P = \frac{M_s}{\xi} - G$ und mit dem Werte für M_s aus obiger Gleichung:

$$P = \frac{0,9\,D}{\xi}(0,075\,b \pm e + 0,15\,d) - G, \quad \ldots \ldots \quad 82.$$

woraus weiter mit den obigen Bezeichnungen folgt:

$$K = \frac{P \cdot \eta}{n} = \frac{\eta}{n}\left[\frac{0,9\,D}{\xi}(0,075\,b \pm e + 0,15\,d) - G\right] \quad . . \quad 83.$$

ξ ist hier der Hebelarm der Kraft P gegen die Drehaxe bei einer Stellung der Klappe von etwa 67° gegen die Lotrechte (für Klappe mit wagerechter Axe). Mit $\eta = 1,1$, $n = 10$, $\xi = 0,45$ m, $e = 0,005$ m, $d = 0,07$ m, $G = 50$ kg (vergl. Fig. 140) erhält man:

$$K = \frac{1,1}{10}\left[\frac{0,9\,.\,D}{0,45}(0,075\,b + 0,005 + 0,011) - 50\right]$$

$$= 0,11\,[2\,D\,(0,075\,b + 0,016) - 50],$$

$$D = 1000\,.\,h\,.\,a\,.\,b,$$

$$K = 110\,h\,a\,b\,(0,15\,b + 0,032) - 5,5.$$

Für $b = 0,6$, $a = 1,5$ m wird $K = 12,1\,h - 5,5$, d. h. für

$h =$	1	1,5	2	2,5	3,0 m
$K =$	6,6	12,65	18,7	24,75	30,8 kg.

Bei dem für Schleusenthor-Drehschützen empfehlenswerten Handbetrieb mufs man die Klappenmafse so wählen, dafs K nicht gröfser als 30 kg wird.

3. Die Konstruktion der Drehschützen. Die Schütztafel ist eine in der Ansicht meistens rechteckige Klappe mit etwas aus der Mitte gerückter Axe. Das Mafs der Excentricität wird gering, 4 bis 5 mm, gewählt.

Die Klappe wird gewöhnlich aus zwei Eisenblechen nach Fig. 141 und 142 mit einem rautenförmigen Querschnitt hergestellt; die Axe ist ein vierkantiges Eisenstück, auf welches beiderseits die Blechtafeln genietet sind. An den Enden ist die Axe zu Zapfen abgedreht. Vor Kopf der Klappe sind zwischen beide Bleche entsprechend geformte Blechstücke eingelegt, welche die Hohlräume abschliefsen; an den Anschlagstellen sind die Blechtafeln gehobelt und die Nietköpfe versenkt. Die Zapfen drehen sich in gufseisernen Lagerböcken, welche mit Bronzebüchsen ausgefüttert sind. Einzelne Teile sind über die Lageroberflächen erhöht und dienen als Anschlag für die Klappe, der eine für die geschlossene, der andere für die geöffnete Klappe. Die Fortsetzung dieser Anschlagsflächen ist aus den die Einfassung bildenden Holzstielen (bezw. Rahmen) genau passend ausgearbeitet.

Fig. 141. *Schiffsschleuse zu Oppeln.* M. 1:25.

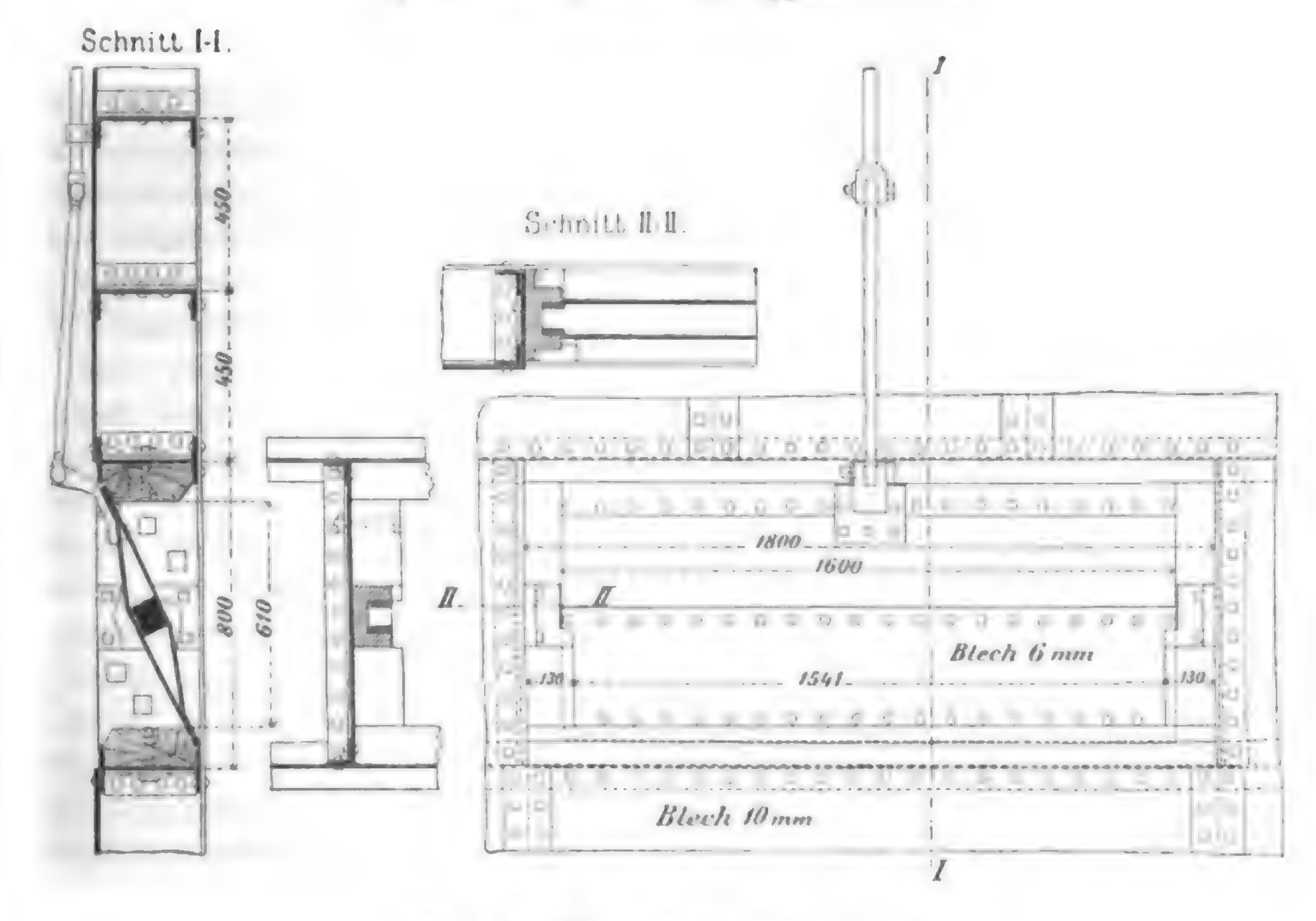
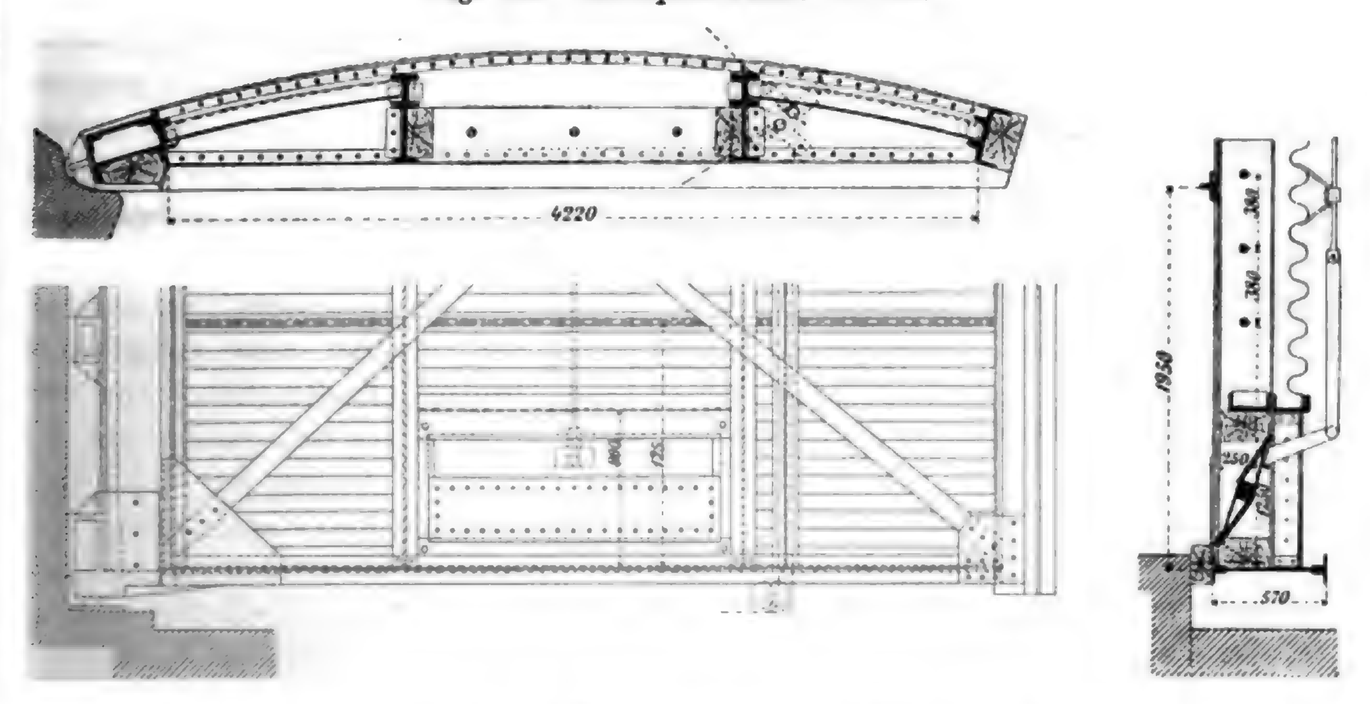


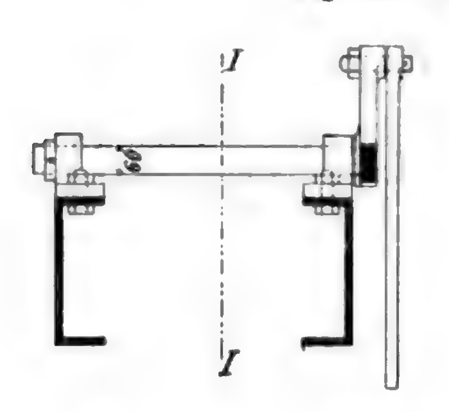
Fig. 142. *Oder-Spree-Kanal.* M. 1:50.

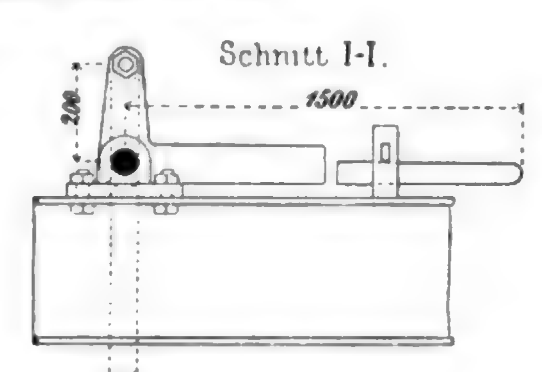


Der Schützenrahmen wird in den meisten Fällen durch zwei wagerechte und zwei lotrechte Hölzer gebildet, welche an die betreffenden Riegel und die zwischen diese eingesetzten Pfosten mit versenkten Köpfen geschraubt sind. Diese Pfosten sind ⊏-Eisen, I-Eisen oder aus Blech und Winkeleisen zusammengenietet. — Bei den gekrümmten neueren Wellblechthoren (Fig. 142) ist zwischen die auf die ganze Thorhöhe durchlaufenden Pfosten ein oberer Anschlagsriegel (⊏-förmig) eingesetzt und wie der untere Anschlagsriegel (der Untertramen) und die seitlichen Pfosten mit Holz ausgefüttert. Die Holzfutter sind 14.26 cm stark. — Eiserne Rahmen sind bei Klappschützen in Schleusenthoren unseres

Wissens nicht üblich; man fürchtete den harten Anschlag und geringe Dichtigkeit. Bei einem Umlauf der Bromberger Stadtschleuse hat man ein Drehschütz mit gufseisernem Rahmen verwendet, das sich gut bewährt hat.[35])

Fig. 143. *Oder-Spree-Kanal.* M. 1:20.

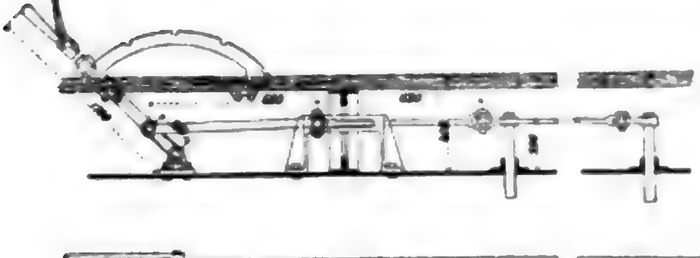




Die Bewegungsvorrichtung besteht hier gewöhnlich aus einem Hebel, welcher um 180° gedreht wird, wodurch die Klappe sich um ca. 90° dreht. Durch Umlegen des Hebels (Fig. 143) kommt das Drehschütz in nahezu wagerechte Stellung. Die Lenkerstange hat am oberen und unteren Ende je ein Gelenk mit Bolzen und wird lotrecht geführt. Abstände der Führungen 1,0 bis 1,2 m. Die Druckstange ist zweckmäfsig ein Vierkant-Eisen, genügend stark gegen Zerknicken.

Fig. 144*a* u. *b*. *Schleuse bei Plehnendorf.* M. 1:40.

Fig. 144*a*.



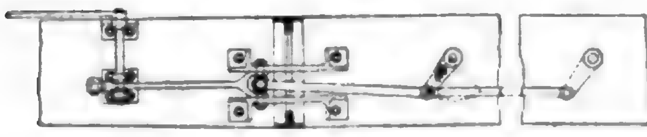
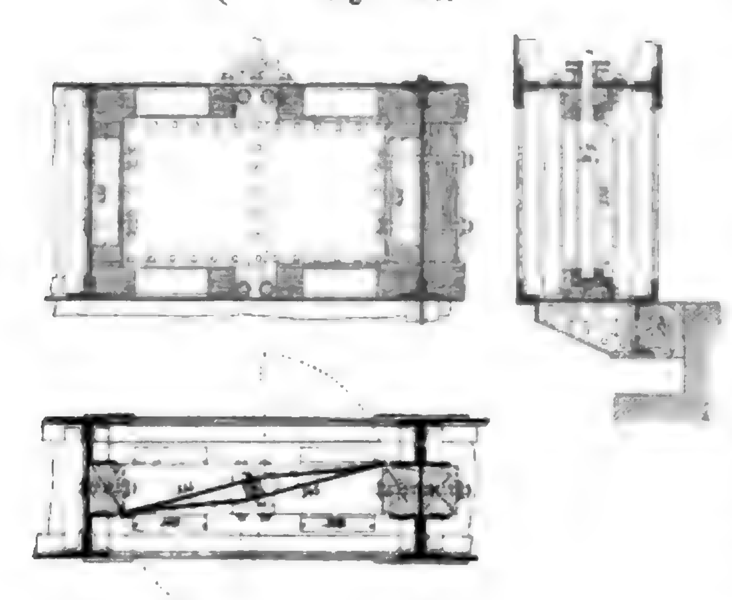


Fig. 144*b*.



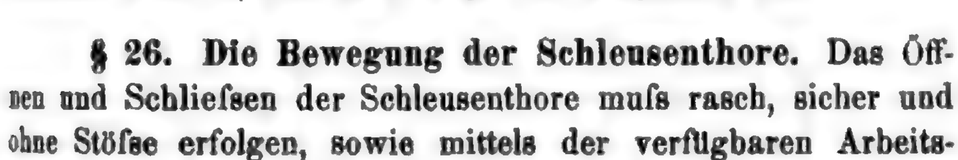
Die Klappschützen mit lotrechter Drehaxe sind grundsätzlich nicht von denjenigen mit wagerechter Axe verschieden. Eine Anordnung mit zwei nebeneinander befindlichen Klappschützen mit lotrechten Axen zeigt Fig. 144. Für die Schützen sind zwischen die beiden untersten Riegel drei kleine Pfosten gesetzt, welche mit Holzrahmen ausgestattet sind. Durch Umlegen des Hebels (Fig. 144*a*) werden beide Schützen gleichzeitig geöffnet; die Drehaxen sind mit einer Art von Stopfbüchsen durch die Riegel, bei denen es auf Dichtigkeit ankommt, geführt.

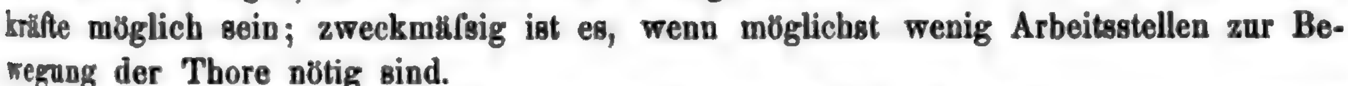
4. Vorkehrungen, um die zum Öffnen erforderlichen Kräfte zu verringern. Um die zum Öffnen nötige Kraft, welche bei einigermafsen grofsen Abmessungen des Drehschützes und grofsem Schleusengefälle sehr bedeutend wird, zu verringern, hat man verschiedene Vorschläge gemacht.[36]) — Zunächst kann man die Klappe

[35]) Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 50.

[36]) Lieckfeld. Zeitschr. f. Bauw. 1892, S. 405/406.

in einzelne Teile jalousieartig zerlegen (Fig. 145); da die hydraulischen Widerstände dem Quadrat der Höhe proportional sind, so werden sie, falls n Teile vorhanden sind, dem Werte $n\left(\frac{b}{n}\right)^2 = \frac{b^2}{n}$ proportional sein, d. h. n mal so klein, als bei ungeteilter Klappe. Man hat auch die kürzere Klappenhälfte über den Anschlag hinaus verlängert; die Verlängerung ist ohne Wirkung, solange das Schütz geschlossen ist; sobald aber das Schütz geöffnet wird, wirkt diese Verlängerung im Sinne des Öffnens. Ein Übelstand ist, dafs die Verlängerung das Schliefsen des Schützes während des Durchströmens erschwert, doch ist dasselbe nur ausnahmsweise nötig. Ferner kann man das Moment der hydraulischen Widerstände dadurch vermindern, dafs man die Fläche der gröfseren Klappenhälfte vor dem Drehen des Schützes verkleinert etwa so, wie es in Fig. 146 dargestellt ist.


Fig. 145.


Fig. 146.

§ 26. Die Bewegung der Schleusenthore. Das Öffnen und Schliefsen der Schleusenthore mufs rasch, sicher und ohne Stöfse erfolgen, sowie mittels der verfügbaren Arbeitskräfte möglich sein; zweckmäfsig ist es, wenn möglichst wenig Arbeitsstellen zur Bewegung der Thore nötig sind.

Die bei der Bewegung auftretenden Widerstände sind die Reibungswiderstände am Spur- und Halszapfen der Wendesäule und der Widerstand des Wassers gegen das bewegte Thor.

Die Reibungswiderstände an den Zapfen sind gering: Bezeichnet nach § 6: V den lotrechten Druck auf den Spurzapfen, Z den auf den Halszapfen wirkenden Zug, beides während der Drehung des Thores, bezeichnen ferner d und d_1 die Durchmesser des Spur- und Halszapfens, μ den Reibungskoefficienten, so sind die Zapfenreibungsmomente

$$\text{am Spurzapfen} \quad \ldots \quad M_1 = \mu\, V \, . \, \frac{d}{4},$$

$$\text{am Halszapfen} \quad \ldots \quad M_2 = \mu\, Z \, . \, \frac{d_1}{2}.$$

Der Teil Q_1 der normal zum Thor wirkenden Kraft, welcher zur Überwindung dieser Widerstände nötig ist, berechnet sich, wenn der Angriffspunkt dieser Kraft im Abstande q von der Drehaxe liegt, zu:

$$Q_1 = \frac{M_1 + M_2}{q} = \frac{\mu}{4\,q}\,(V \, . \, d + 2\, Z \, . \, d_1).$$

Sei $V = 9000$ kg, $Z = 3375$ kg, $d = d_1 = 0{,}15$ m, $q = 5{,}6$ m, so wird, wenn $\mu = 0{,}4$ gesetzt wird:

$$Q_1 = \frac{0{,}4 \, . \, 0{,}15}{4 \, . \, 5{,}6}\,(9000 + 2 \, . \, 3375) = 42{,}2 \text{ kg, abgerundet} = 42 \text{ kg}.$$

Die Gröfse der Widerstände des Wassers gegen das bewegte Thor ist in § 21 ermittelt. Es ist dort auch gefunden, dafs die Mittelkräfte dieser Widerstände mit genügender Genauigkeit als in halber Eintauchungstiefe liegend angenommen werden können. Ein Teil derselben, G, ist proportional dem Quadrate der mittleren Geschwindigkeit V des bewegten Thores und wirkt im Abstande $x_0 = \frac{3}{4}\,l$ von der Drehaxe, der zweite Teil G_1 ist eine Folge der Differenz Δ der Wasserstände vor und hinter dem bewegten Thore und wirkt im Abstande $\frac{l}{2}$ von der Drehaxe.

Es war gefunden, dafs wegen dieser Widerstände eine Kraft erforderlich ist,

$$Q_2 = \frac{l}{4\,q}\,(3\,G + 2\,G_1),$$

in welcher Gleichung $G = 75\,S\,V^2$ und $G_1 = 1000\,S\,\Delta$ bedeutet.

Sei $l = 7$ m, die Eintauchungstiefe $h = 6$ m, also $S = 6 . 7 = 42$ qm. Der Winkel zwischen Schleusenaxe und Drempel sei 70°, die Zeit zum Aufdrehen betrage 30 Sekunden. Dann ist

$$V = \frac{2 . 3{,}5 . 3{,}14}{30} \cdot \frac{70^\circ}{360^\circ} = 0{,}14 \text{ m} \quad \text{und} \quad G = 75 . 42 . 0{,}14^2 = 62 \text{ kg}.$$

Die Hebung des Wasserspiegels vor und die Senkung desselben hinter dem bewegten Thore werde zu 0,01 m, also $\Delta = 0{,}02$ m angenommen. Dann ist $G_1 = 1000 . 42 . 0{,}02 = 840$ kg. Für $q = 5{,}6$ m wird $Q_2 = \frac{7}{4 . 5{,}6}\,(3 . 62 + 2 . 840) = 583$ kg. Die ganze zum Öffnen nötige, normal zum Thore wirkende Kraft Q hat die Gröfse: $Q = Q_1 + Q_2 = 42 + 583 = 625$ kg.

Die Kraft zur Bewegung des Thores wird meistens unter einem anderen Winkel als 90° auf das Thor übertragen. Wenn dieselbe bei irgend einer Thorstellung den Winkel φ mit der Normalen zur Thorfläche macht, so mufs die Gröfse derselben sein:

$$R = \frac{Q}{\cos\varphi}.$$

R zerlegt sich in die normal zum Thore wirkende Seitenkraft Q, welche bei der Bewegung Arbeit verrichtet, und in die Seitenkraft P, welche in die Thoraxe fällt und keine Arbeit verrichtet. Es ist zweckmäfsig, den nutzbringenden Teil von R, d. h. Q möglichst grofs, also φ möglichst klein zu halten; während der Bewegung ändert sich aber die Gröfse von φ beständig. Man trifft deshalb gewöhnlich die Anordnung so, dafs R bei der mittleren Thorstellung normal zum Thore wirkt und dafs bei den beiden äufsersten Stellungen des Thores die Winkel von R mit der Thornormalen gleiche Gröfse, jedoch entgegengesetzten Sinn haben.

Was die Lage des Angriffspunktes der Kraft R anlangt, so ist die Gröfse von Q (also auch von R) nach § 21 unabhängig von der Höhenlage des Angriffspunktes; doch ist zu beachten, dafs bei den äufsersten möglichen Lagen des Angriffspunktes, d. h. wenn er sehr hoch oder sehr tief liegt, ein Verwinden des Thores, eine Torsion, eintritt. Dieses Verwinden hat aber auch einen gröfseren Kraftaufwand zur Folge. Es empfiehlt sich deshalb bei gröfseren Thoren, welche grofse Kräfte erfordern, den Angriffspunkt annähernd in die Höhe der halben Eintauchungstiefe des Thores zu legen, um das Verwinden zu vermeiden bezw. zu verringern; bei kleinen und mittelgrofsen Thoren, insbesondere bei solchen an Binnenschiffahrtsschleusen scheint sich der erwähnte Übelstand nur in geringem Mafse bemerklich gemacht zu haben: denn bei der gröfsten Zahl derselben ist der Angriffspunkt an den Obertramen, neuerdings auch wohl an den Untertramen (vergl. S. 125) gelegt. Im übrigen kann man ja stets die widerstehenden Kräfte durch Verringerung der Geschwindigkeit des Auf- und Zudrehens vermindern und damit auch die verwindenden Kräfte verringern. Da aber ein rasches Öffnen und Schliefsen der Thore für viele Schleusen von grofser Bedeutung ist, so empfiehlt es sich, öfter als bisher die Angriffspunkte nahe an die theoretisch richtigen Höhen zu verlegen.

Die Kraft Q, also auch R, kann desto kleiner sein, je weiter der Angriffspunkt im Grundrifs von der Drehaxe, also der Wendesäule entfernt liegt, je gröfser also q ist; äufsersten Falles liegt der Angriffspunkt an der Schlagsäule.

Die verschiedenen Bewegungsvorrichtungen. Als Bewegungsvorrichtungen der Thore kommen in Betracht:

1. Schiebestangen, welche in einfachster Weise mit der Hand bedient oder in Verbindung mit Kette oder Tau durch eine Winde bewegt werden,

2. die Zahnstange mit Zahnrad und Vorgelege,
3. Zug- und Druckstange durch Prefskolben und Prefscylinder bewegt,
4. der Zahnquadrant am Thore mit Zahnrad auf der Seitenmauer,
5. Ketten, an jedem Thor zwei, eine zum Öffnen, eine zweite zum Schliefsen.

1. Schiebestangen.

Die einfache Schiebestange, sowie die Vorrichtung, bei welcher dieselbe mittels eines um eine lotrechte Axe sich auf- bezw. abwickelnden Taues bewegt wird, kann als bekannt vorausgesetzt werden. Es soll hier eine neuere, hierher gehörige Konstruktion vorgeführt werden (Fig. 147 *a*, *b*, *c*). Die Stange ist am oberen Ende des Thores gelenkig befestigt und auf der Seitenmauer in einer Hülse geführt; da die Stange bei der Bewegung den verschiedenen Lagen des Thores entsprechend in verschiedenen Richtungen durch die Führungshülse geht, so mufs die letztere um eine lotrechte Axe drehbar sein. Die Hülse ist, wie Fig. 147 *b* zeigt, in einen Ständer gelagert, welcher die Form einer Stimmgabel hat, deren Stiel als lotrecht stehender Zapfen ausgebildet ist, um welchen sich die ganze Vorrichtung drehen kann. Dieser gabelförmige Ständer nimmt nun auch über der Hülse die Windetrommel auf, welche die Bewegung der Schubstange hervorruft; über die Windetrommel geht eine Kette, deren beide Enden nach den beiden Köpfen der Schubstange, dort über Rollen und nach der vorerwähnten Hülse geführt und an dieser befestigt sind. Auf derselben Axe wie die Windetrommel sitzt ein Speichenrad (Fig. 147 *c*);

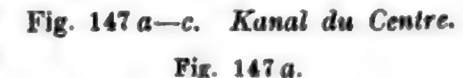

Fig. 147 *a*—*c*. *Kanal du Centre.*

Fig. 147 *a*.

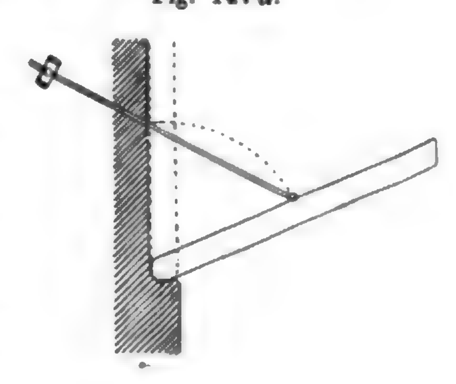
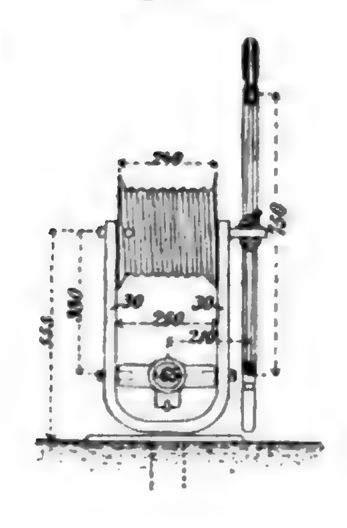
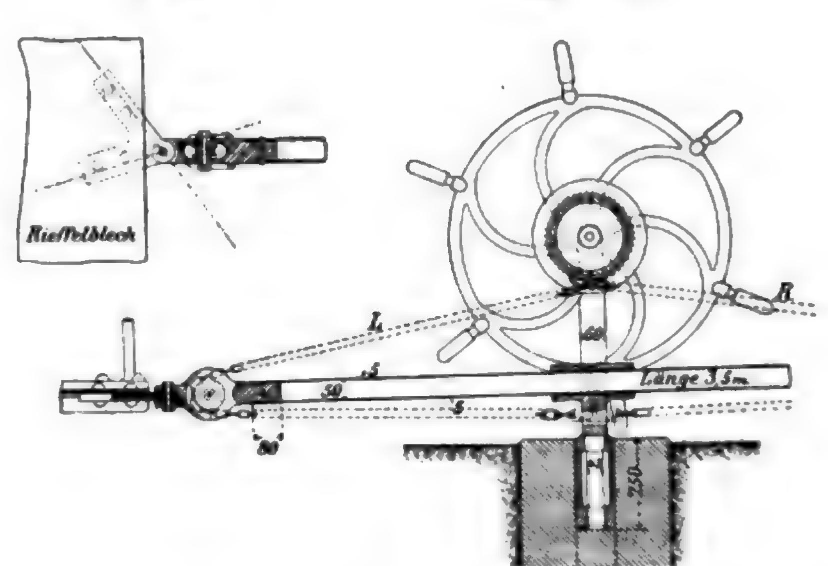


Fig. 147 *b*.



M. 1:25.

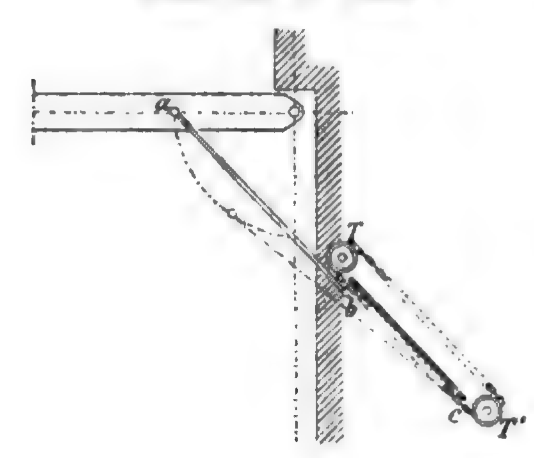
Fig. 147 *c*.



wird dasselbe nach links gedreht, so wickelt sich das Stück L der Kette auf, die Stange geht nach rechts, das Thor wird geöffnet; dreht man das Rad nach rechts, so wickelt sich das Stück R der Kette auf, die Stange geht nach links, das Thor schliefst sich. Die mehrerwähnte Hülse ist ferner um eine wagerechte Axe drehbar gemacht, sodafs die Stange sich auch in der lotrechten Ebene bewegen kann. Die Schubstange ist als eiserne Röhre von 60 mm Durchmesser, 5 mm Wandstärke und 3,5 m Länge konstruiert. Massive Endstücke tragen die Rollen an den beiden Enden der Stange

Der Zapfen des Windengestells liegt auf der Verlängerung der Sehne, welche zu dem vom Befestigungspunkte durchlaufenen Bogen gehört.[37]) Die Konstruktion ist von Moraillon erfunden und hat rund 115 Fr. gekostet; bei derselben liegt der Angriffspunkt am Obertramen oder nahe demselben.

Fig. 148.
Kanal von St. Denis.



Eine verwandte Anordnung zeigt Fig. 148.[38]) Die am Thor gelenkig befestigte Zug- und Druckstange bewegt sich mit ihrem anderen Ende auf einem Schlitten in einer vorgeschriebenen geraden Linie *bc*. An diesem Schlitten ist eine Kette ohne Ende, welche über zwei Rollen *T* und *T'* mit lotrechten Axen geführt ist. Je nachdem man eine der Rollen nach rechts oder links dreht, wird das Thor geöffnet oder geschlossen. Die eine Rolle wird durch eine Turbine bewegt, die andere kann von Hand gedreht werden, damit bei Reparaturen an der Turbine der Betrieb aufrecht erhalten werden kann.

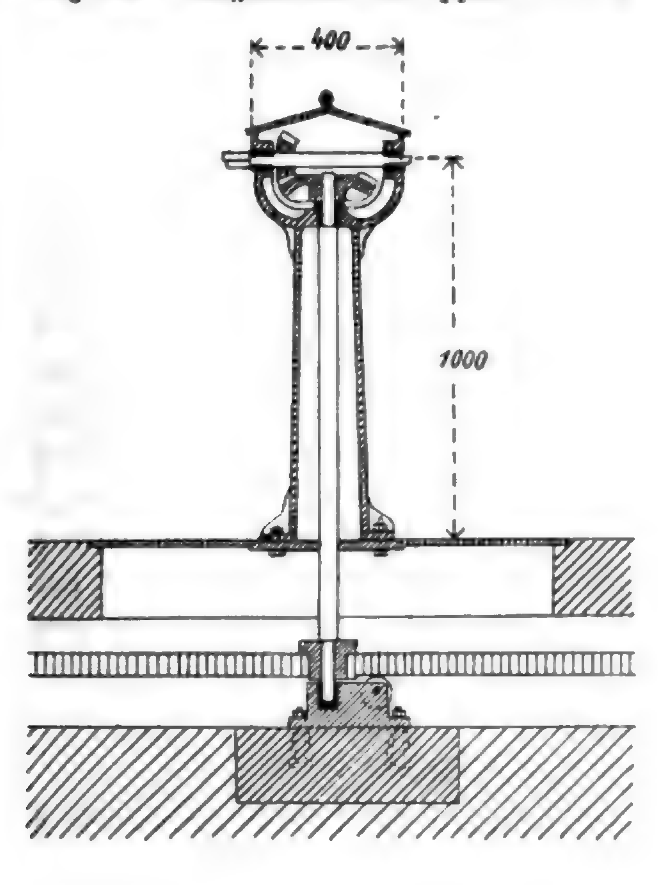
2. Zahnstange mit Zahnrad und Vorgelege.

Die Anordnung ist mit der vorigen verwandt; an die Stelle des Schiebebaumes tritt die Zahnstange, welche auf das Thor sowohl Zug wie Druck übertragen kann und vermittels eines Zahnrades bewegt wird. Sie greift fast stets am Obertramen oder nahe demselben an. Die Befestigung der Zahnstange am Thore mufs mittels eines Gelenkes erfolgen, damit der Winkel der Stange gegen das Thor sich bei der Bewegung verändern kann. Je weiter ab von der Wendesäule die Zahnstange angreift, desto kleiner kann die Kraft *R* werden; vielfach setzt die Zahnstange deshalb an der Schlagsäule an. Andererseits ist eine lange Zahnstange schwerfällig und mufs wegen der Zerknickungsgefahr einen entsprechend gröfseren Querschnitt erhalten, auch geht das Öffnen und Schliefsen der Thore bei gleicher Zahnstangengeschwindigkeit langsamer vor sich, wenn der Abstand von der Wendesäule gröfser ist, also ein gröfserer Weg vom Anschlufspunkt durchlaufen werden mufs. Man hat deshalb auch wohl die Zahnstange in der Mitte der Thorbreite angreifen lassen. Mafsgebend werden dabei die Gröfse der zu leistenden Kraft und die verfügbaren Arbeitskräfte sein. Bei etwa 40 cm Kurbelradius kann ein Arbeiter wegen der kurz dauernden Arbeitszeit mit 30 kg Kraft arbeiten und bei angemessener Übersetzung 300 kg an der Zahnstange leisten; mit zwei Arbeitern wird man also bis zu etwa 550 kg gehen dürfen.

Die Bewegung der Zahnstange erfolgt mittels einer durch Kegelräder gedrehten stehenden Welle, deren unteres Ende ein Zahnrad trägt, welches in die Zahnstange eingreift (Fig. 149). Um den beständigen Eingriff des Zahnrades in die Zahnstange zu sichern, werden Leitrollen angewendet; dieselben müssen die verschiedenen Stellungen der Zahnstange gestatten. Man hat deshalb entweder die Leitrollen beweglich gelagert, oder dieselben so gestellt, dafs sie federn (Fig. 150) und dafs auf diese Weise die wechselnden Abstände von der Welle des Getriebes möglich sind. Endlich hat man auch die Stärke der Zahnstange nicht überall gleich grofs, sondern so bemessen, dafs

[37]) Wochenbl. f. Baukunde 1887, S. 102. — Ann. des ponts et chaussées 1886, II, S. 673.
[38]) Ann. des ponts et chaussées 1886, I, S. 745.

Fig. 149. *Schiffsschleuse bei Oppeln.* M. 1:25.



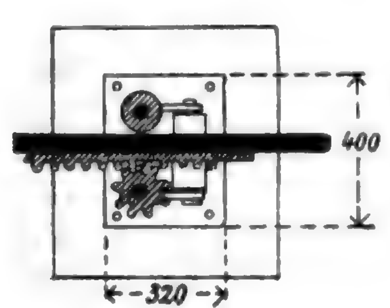


Fig. 150.

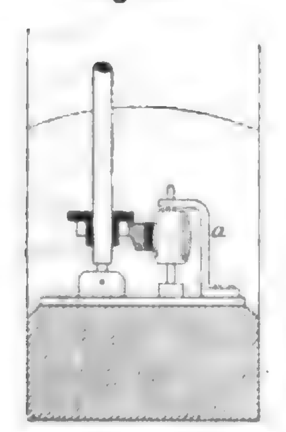


Fig. 151.

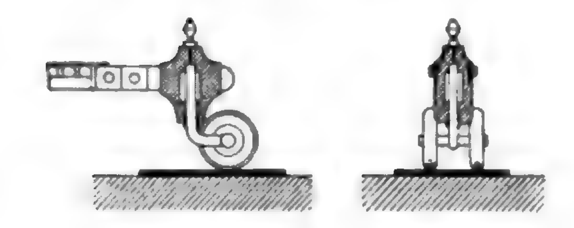


Fig. 152 *a* u. *b*. *Oberlahnstein.* M. 1:25.

Fig. 152 *a*.

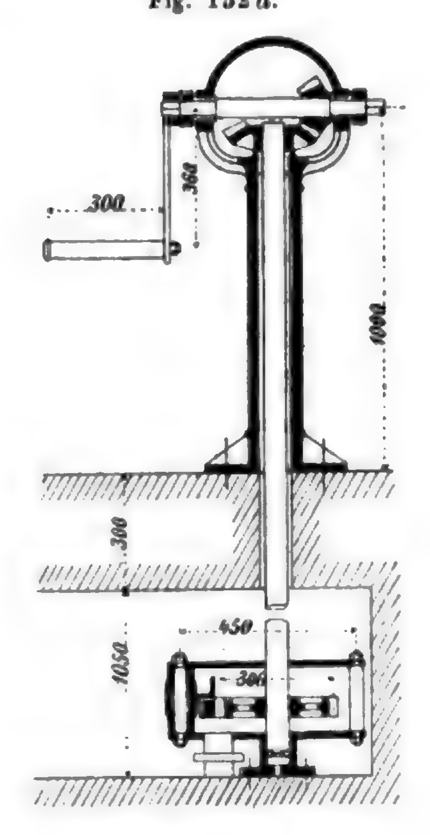
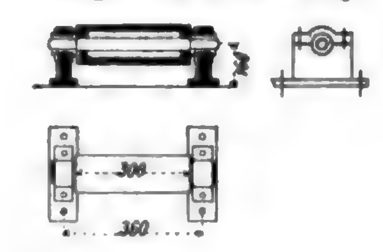


Fig. 152 *b*.



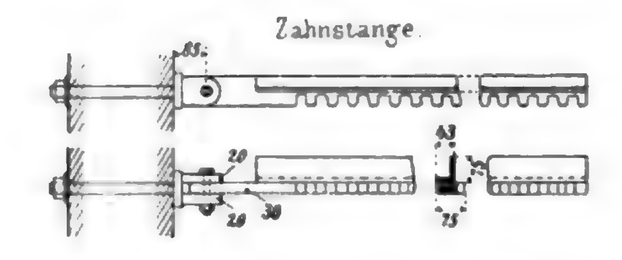
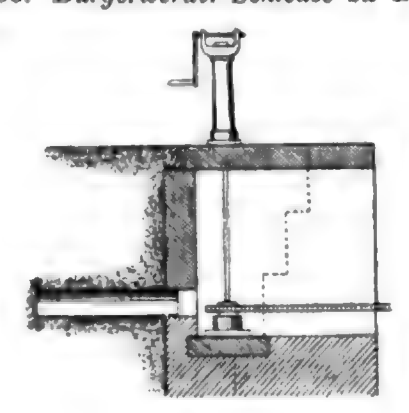


Fig. 153. *Bürgerwerder-Schleuse zu Breslau.*



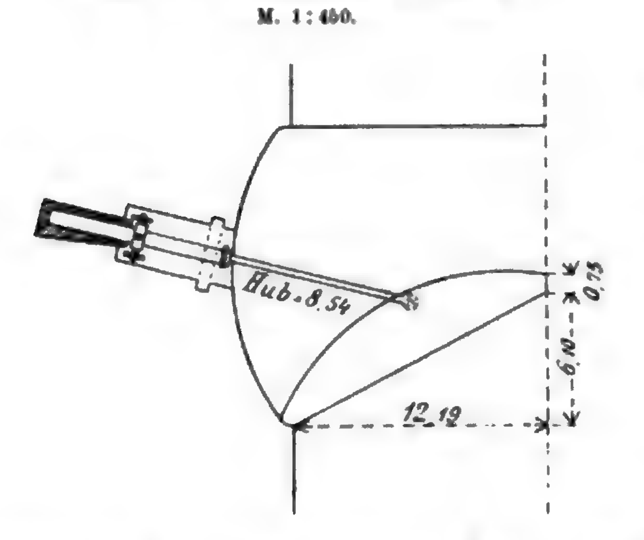
bei den verschiedenen während der Thorbewegung eintretenden Stellungen stets der für den richtigen Eingriff des Getriebes angemessene Spielraum zwischen Getriebe und fester Leitrolle vorhanden ist. Tragrollen mit wagerechter Axe erhalten die Zahnstange in wagerechter Lage; am Ende der Zahnstange findet man mitunter eine excentrisch geführte Doppelrolle, welche die Zahnstange hier trägt und sich wie die unter Möbelfüfsen üblichen Rollen bewegt (Fig. 151).

Die Zahnstangen werden in verschiedener Weise hergestellt: aus zwei Flacheisen mit dazwischen genieteten Triebstöcken, besser aus genügend starken, eventuell durch ein aufgenietetes Winkeleisen verstärkten Flacheisen (Fig. 152 *b*); auch ist wohl der gufseiserne verzahnte Teil auf ein schmiedeeisernes Flacheisen genietet. Ein Nachteil der Zahnstangen ist, dafs Staub und Schmutz in die Zahnlücken kommt, mit dem Schmiermaterial zusammen erhärtet und so die Bewegung erschwert. Zweckmäfsig legt man die Zahnstange nicht auf die Seitenmauer, wo sie im Wege ist, sondern ordnet für dieselbe einen überdeckten Kanal an (Fig. 152 *a*), unter Umständen auch wohl ein gufseisernes Rohr an der Hinterseite des Mauerwerks (Fig. 153). Damit der Kanal kurz und eng sein könne, darf die Zahnstange nicht zu lang sein und keine grofse Winkelbewegung haben.

3. Zug- und Druckstange, durch Prefskolben im Prefscylinder bewegt.

Diese Anordnung ist grundsätzlich der vorigen ganz ähnlich; an die Stelle der Zahnstange tritt ein Prefskolben, welcher am Thor gelenkig befestigt wird, an die Stelle des Getriebes tritt der Prefscylinder. Die Prefskolben können eine grofse Kraft auf die Thore übertragen, also auch bei grofsen Thoren Verwendung finden; sie bilden ferner eine wirksame Absteifung der Thore, da sie auch als Druckstreben wirken. In grofsem Mafsstabe sind sie beim Barry-Dock in Cardiff ausgeführt.[39]) Die Thore haben dort einen Flutwechsel von nahezu 11 m und sehr heftigen Wellenschlag auszuhalten. Die Kammerlichtweite beträgt 24,4 m, die Thorflügelbreite rund 14 m. Die Prefskolben sind annähernd in halber Thorhöhe und Thorbreite mittels Kreisauges und langen Einsteckbolzens am Thore befestigt. Der Prefscylinder ist um eine in der Mitte seiner Länge liegende lotrechte Axe drehbar (Fig. 154); diese Axe bildet im Grundrifs den festen Punkt, durch welchen der Prefskolben stets gehen mufs; hieraus und aus den verschiedenen Lagen des Angriffspunktes am Thore ergeben sich leicht die Schwingungen des Prefscylinders beim Öffnen und Schliefsen des Thores. Der Kolbenhub beträgt 8,54 m. Der Einsteckbolzen zur Befestigung des Kolbens am Thore reicht bis zur Oberkante des Thores und kann von dort aus leicht ausgehoben werden, wenn Ausbesserungen am Thore vorzunehmen und dabei die Stempel hinderlich sind. Man kann sie bei Bedarf ganz beseitigen; der Cylinder ist nämlich nicht nur um eine lot-

Fig. 154. *Barry-Dock in Cardiff.* M. 1:400.



[39]) Barkhausen. Über einige neuere englische Seeschleusen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1888, S. 419.

rechte, sondern auch um eine wagerechte Axe drehbar gemacht und die am hinteren Ende des Cylinders der Schwingungen wegen schwalbenschwanzförmig erweiterte Aussparung im Mauerwerk ist brunnenartig ausgebildet. So kann man nach Lösung der Verbindung zwischen Thor und Kolben diesen letzteren einziehen, den Cylinder nahezu lotrecht stellen und die Thornische ganz freimachen. Auch ist die Stopfbüchsenpackung dann zur Nachdichtung zugänglich. Durch Einlegen von Dammbalken in die vorn an der Nische ausgesparten Falze kann man auch an die Cylinderlager gelangen, um dieselben nachzusehen bezw. zu reparieren.

Dieselbe Bewegungsvorrichtung, jedoch in wesentlich kleineren Verhältnissen, ist bei den Thoren des Schelde-Maas-Kanals ausgeführt.[46]) Die Thore sind einflügelig, die Kammerlichtweite beträgt 5,2 m, das Schleusengefälle 4,0 m. Der Kolben des oscillierenden, doppelt wirkenden Cylinders ist mit seinem Ende am Thore befestigt, sodafs der Befestigungspunkt bei der Thorbewegung einen Kreisbogen mit 1,2 m Halbmesser beschreibt.

4. Zahnquadrant am Thore mit Zahnrad auf der Seitenmauer.

Mit dem Thore ist ein Zahnbogen verbunden, in welchen ein auf der Schleusenmauer fest gelagertes Zahnrad eingreift; der Mittelpunkt des Zahnbogens fällt in die Drehaxe des Thores. Gewöhnlich ist der Zahnbogen am Obertramen befestigt, obgleich nichts im Wege steht, ihn an einer günstigeren, tieferen Stelle angreifen zu lassen. Je gröfser der Halbmesser des Zahnbogens ist, desto kleiner kann der Zahndruck sein; andererseits erschwert ein grofser Halbmesser die Konstruktion; gewöhnlich ist der Halbmesser $^1/_4$ bis $^1/_3$ der Thorbreite. Kleine Halbmesser machen mehrfache Übersetzung oder grofse Kräfte nötig. In Deutschland werden Zahnbogen wenig verwendet; vielfach dagegen in Frankreich. Der Zahndruck ergiebt sich aus den Formeln für Q_1 und Q_2, wenn man in denselben statt q den Teilkreishalbmesser einsetzt. Je nachdem man eine maschinelle Kraft zur Verfügung hat oder auf Arbeiter allein angewiesen ist, kann man die nötige Übersetzung bezw. den Halbmesser des Zahnkranzes bestimmen. Für sehr grofse Thorweiten, insbesondere für Seeschleusen, empfehlen sich Zahnkränze nicht. Man verlegt zweckmäfsig den Zahnkranz und das Zahnrad in eine etwas vertiefte Stelle auf der Seitenmauer und deckt dieselbe mit gerieffeltem Blech ab (Fig. 155). Die Zahnkränze werden aus Gufseisen oder aus Schmiedeeisen hergestellt, entweder fest und unabänderlich mit dem Thore verbunden oder gelenkig an demselben befestigt. Die Befestigung mittels eines Gelenkes, welches in lotrechtem Sinne etwas Spielraum läfst, hat den Vorteil, dafs der Zahnkranz auch dann noch gebrauchsfähig bleibt, wenn das Thor sich etwas senkt. Bei dieser Befestigungsart müssen sowohl lotrechte Führungsrollen, als auch mehrere wagerechte Tragrollen, am besten aus Bronze, angeordnet werden, welche den Zahnkranz wagerecht erhalten (Fig. 155, S. 120). Wenn die Kraft zum Öffnen sehr grofs sein mufs, hat man wohl mehrfaches Vorgelege angeordnet; dann geht aber die Bewegung des Thores sehr langsam vor sich und da es hierbei stets auf Zeitersparnis ankommt, so trifft man zweckmäfsig die Anordnung so, dafs man nach Belieben mit mehrfachem oder einfachem Vorgelege arbeiten kann. Vor der vollständigen Ausgleichung der Wasserstände arbeitet man mit dem mehrfachen Vorgelege und wenn die vollständige Ausspiegelung stattgefunden hat und die Widerstände kleiner geworden sind, setzt man das Öffnen mit einfachem Vorgelege fort.

---

[46]) Ann. des ponts et chaussées 1883, II. S. 6. — Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1884, S. 273.

Fig. 155 a u. b. *Schleusen der oberen Seine.* M. 1:25.

Fig. 155 a.

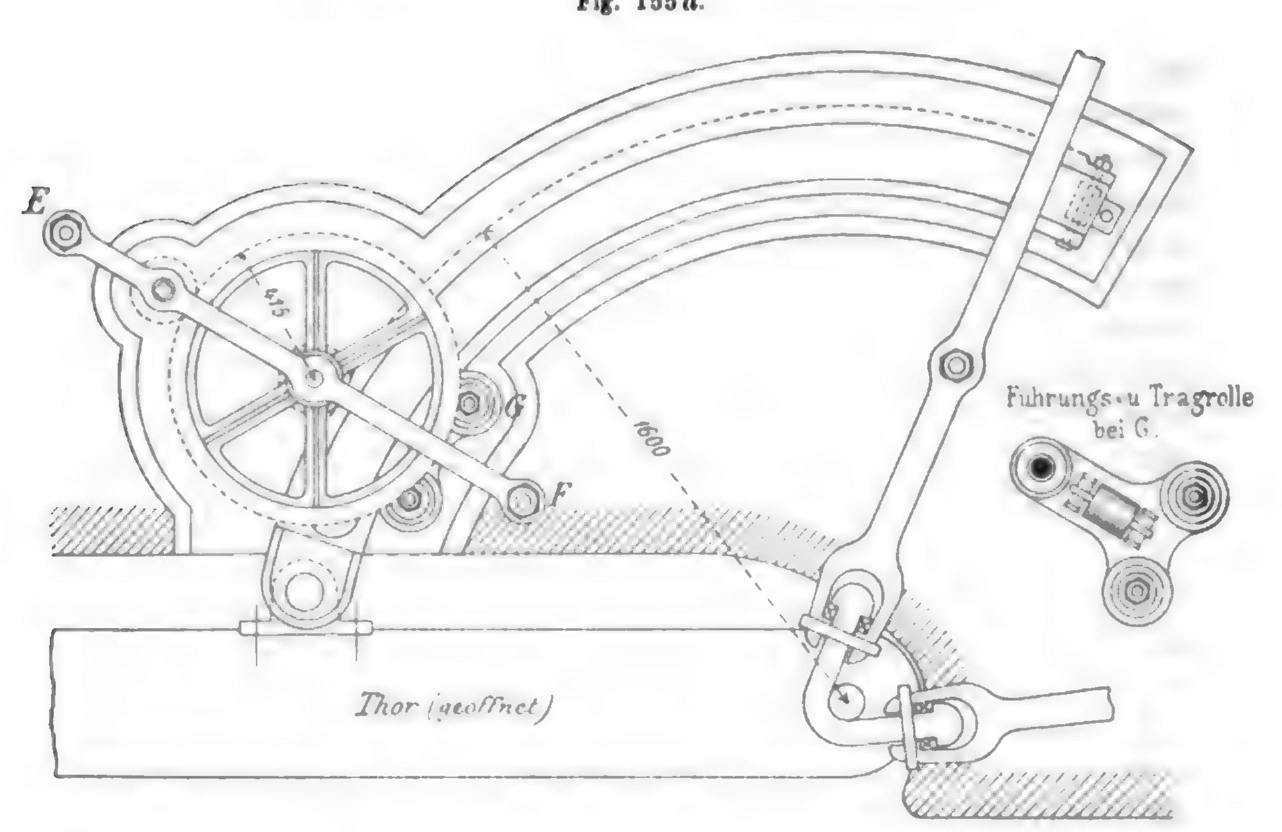
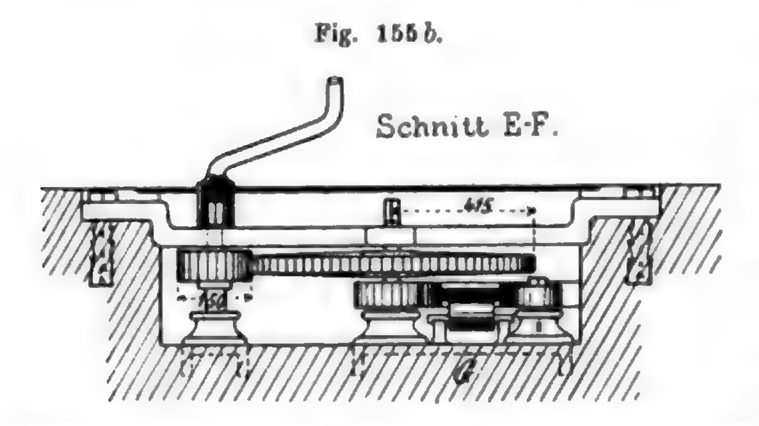


Fig. 155 b.



Eine gute Anordnung mit schmiedeeisernem Zahnquadranten zeigt die Fig. 156.[41]) Das Thor ist dort freilich ein einflügeliges Thor, aber die Konstruktion kann auch für Stemmthore Verwendung finden. Der Quadrant ist hier unveränderlich fest mit dem Thor nahe beim Obertramen verbunden, aus ⊏-Eisen und Blechen zusammengenietet und wird durch ein Zahnrad bewegt. Die Bewegung wird auf das Zahnrad durch Kegelräder, Wellen u. s. w. übertragen und geht von einer Turbine aus. Doch ist auch die Bewegung des Thores mittels Handbetriebes möglich.

5. Ketten zum Öffnen und Schliefsen.

Die grofsen Thore der Seeschleusen werden fast ausschliefslich mit Hilfe von Ketten bewegt; neuerdings führt sich diese Bewegungsart auch bei den Thoren der Binnenschiffahrtsschleusen ein. An jedem Thore greifen zwei Ketten an, deren eine zum Öffnen, deren andere zum Schliefsen dient. Für die allgemeine Anordnung ist es nun sehr wichtig, ob die für ein Thorpaar nötigen Ketten miteinander in Zusammenhang gebracht sind oder nicht. Ehe wir auf diese grundlegenden Unterschiede eingehen, sollen einige Punkte besprochen werden, welche bei allen Anordnungen beachtet werden müssen.

---

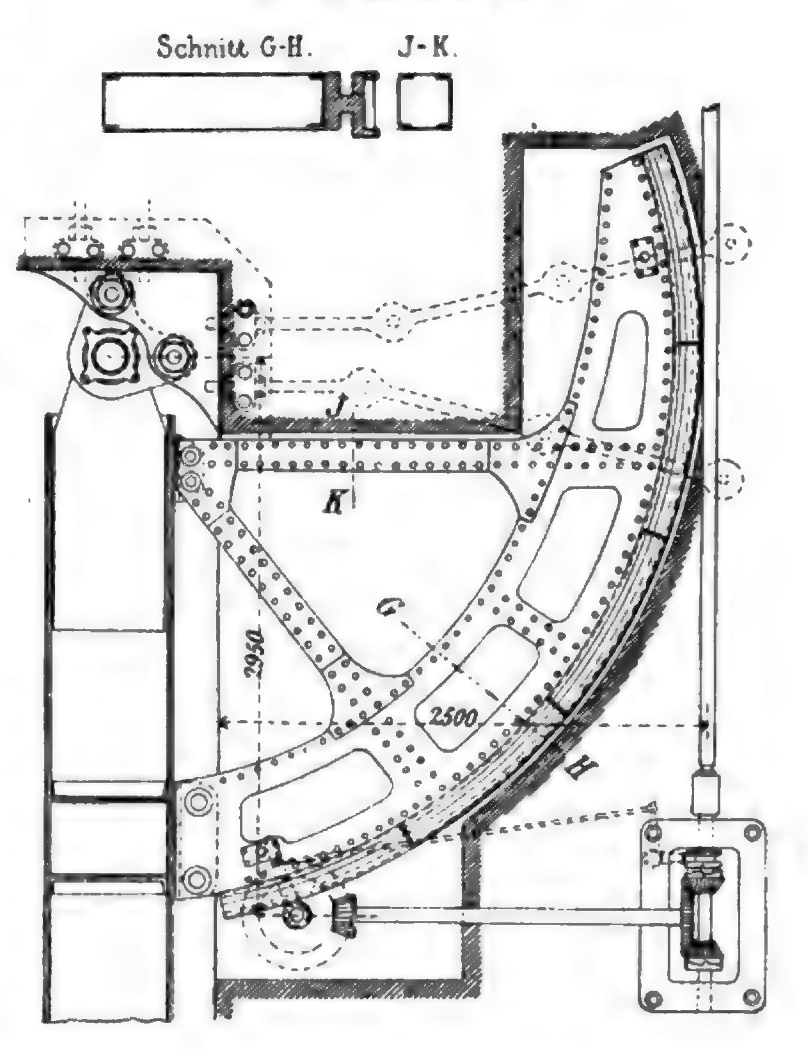
[41]) Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 260 (Bl. 48). — Le Genie civil, Juni 1889.

Bei geöffneten Thoren dürfen die Ketten, welche nachher zum Schliefsen gebraucht werden, die Durchfahrt der Schiffe nicht hindern; sie müssen demnach so weit von den betreffenden Winden ablaufen bezw. so angebracht sein, dafs sie ganz auf dem Boden liegen; die Tiefe des Schleusenbodens ist danach zu bemessen.

Die Angriffspunkte der Ketten können hier möglichst günstig für die Bewegung gelegt werden; gewöhnlich liegen sie annähernd in halber Eintauchungstiefe, im Grundrifs näher an der Schlag-, als an der Wendesäule, etwa in $^1/_4$ bis $^1/_5$ der Thorbreite (bezw. der rektifizierten Thorbreite bei gekrümmten Thoren) von der Schlagsäule entfernt. Beide zu einem Flügel gehörige Ketten greifen an demselben Thorpunkte an, natürlich an zwei verschiedenen Seiten: die Schliefskette an der Seite des Unterwassers, die Öffnungskette an der Seite des Oberwassers.

Fig. 156. *Kanal von St. Denis.*

M. 1 : 50. Schnitte in 1 : 25.



Kettenkanäle. Die Ketten werden — bei den älteren Anlagen allgemein — in der annähernden Höhe der Anschlufsstellen in die Seitenmauern geleitet und in diesen vermittels besonderer Kettenkanäle nach den auf den Seitenmauern angebrachten Winden oder hydraulischen Apparaten geführt. Diese Kettenkanäle müssen zugänglich sein; bei der zweiten Hafeneinfahrt in Wilhelmshaven sind sie durch verglaste Lichtluken erleuchtet. Die gewöhnlich angeordneten schräg ansteigenden Kanäle schwächen das Mauerwerk sehr; man hat sie deshalb wohl durch wagerechte Kanäle, welche mit lotrechten Schächten verbunden sind, ersetzt. Dann wird die Kette nahezu wagerecht bis zu einer lotrechten Trommel geführt, welche von der oben auf der Seitenmauer befindlichen Winde aus bedient wird. Auf der Trommel wickelt sich die Kette auf bezw. ab. Auch die Schächte müssen besteigbar sein. Ein Nachteil dieser Anordnung ist, dafs die Trommel unter Wasser kommt. Einige unten vorzuführende neuere Konstruktionen machen die Kettenkanäle überflüssig.

Führungsrollen. Kettenstärken. Anschlufs der Ketten an die Thore. Der richtige Gang der Ketten wird durch Führungsrollen gesichert, die an der Mündung des Kettenschachtes und an verschiedenen anderen Stellen angebracht werden müssen, besonders da, wo Richtungsänderungen der Kette vorkommen. Solche Führungsrollen sind in Fig. 157 gezeichnet.

Die Ketten müssen für die wirkenden Kräfte überreichlich stark sein; die in denselben auftretenden ungünstigsten Kräfte sind oben entwickelt; wegen der starken

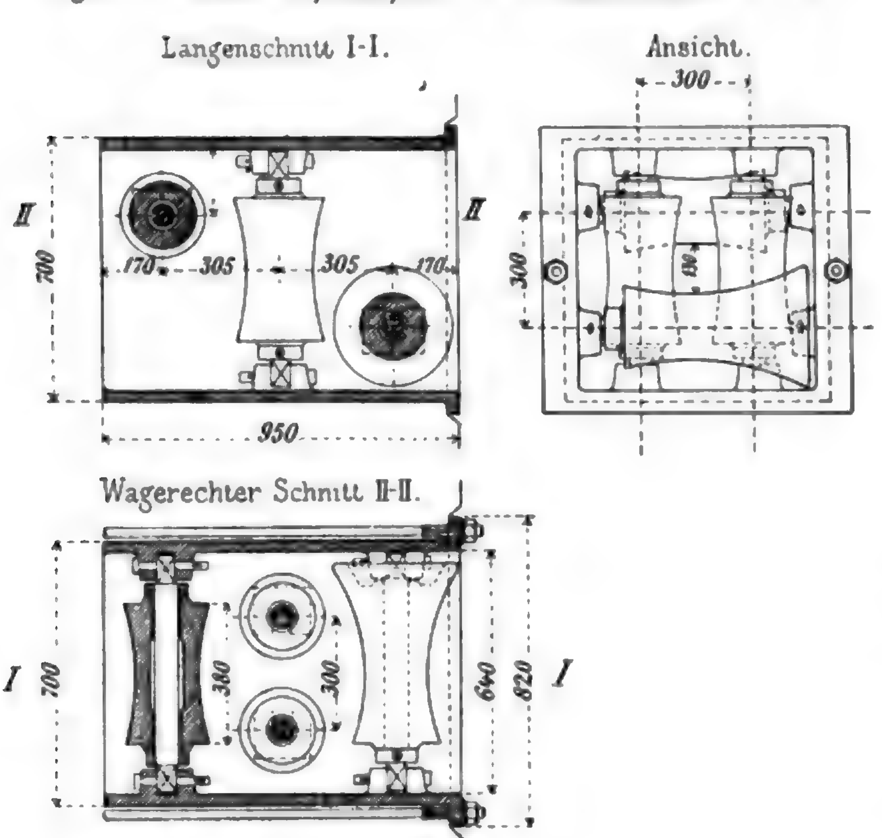
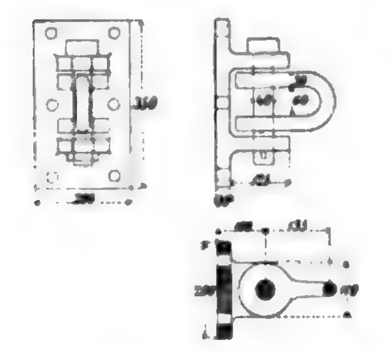


Fig. 157. *Zweite Hafeneinfahrt zu Wilhelmshaven.* M. 1:25.

Abnutzung und des Rostens empfiehlt es sich, grofse Zuschläge zu geben; auch hat man wohl bei den Schliefsketten die Kettenteile, welche sich nicht auf die Trommeln aufwinden, stärker gemacht, als die anderen Kettenteile, um durch deren grösseres Gewicht das Abrollen und das Anlegen auf den Schleusenboden zu befördern. Die Ketteneisenstärken betragen 18 bis 30 mm.

Die Anschlufsstelle der Kette an den Thorflügel mufs im stande sein, die Kräfte sicher auf das Thor zu übertragen. Man mufs deshalb den Anschlufspunkt an einen Riegel oder Pfosten legen; liegt er zwischen zwei Pfosten oder Riegeln, so mufs man zwischen dieselben einen besonderen Riegel bezw. Pfosten einschalten, welcher die Kraft auf die Pfosten bezw. Riegel überträgt. Ein Beispiel des Anschlufsstückes zeigt Fig. 158.

Fig. 158.
Kanal von Le Havre nach Tancarville. M. 1:20.



Die Mündung des Kettenschachtes liegt an der Oberwasserseite naturgemäfs an der Stelle, an welcher bei geöffnetem Thore der Kettenanschlufspunkt liegt; an der Unterwasserseite bestimmt man zweckmäfsig die Mündung so, dafs die Kettenrichtung bei mittlerer Thorstellung normal zu dieser Stellung gerichtet ist.

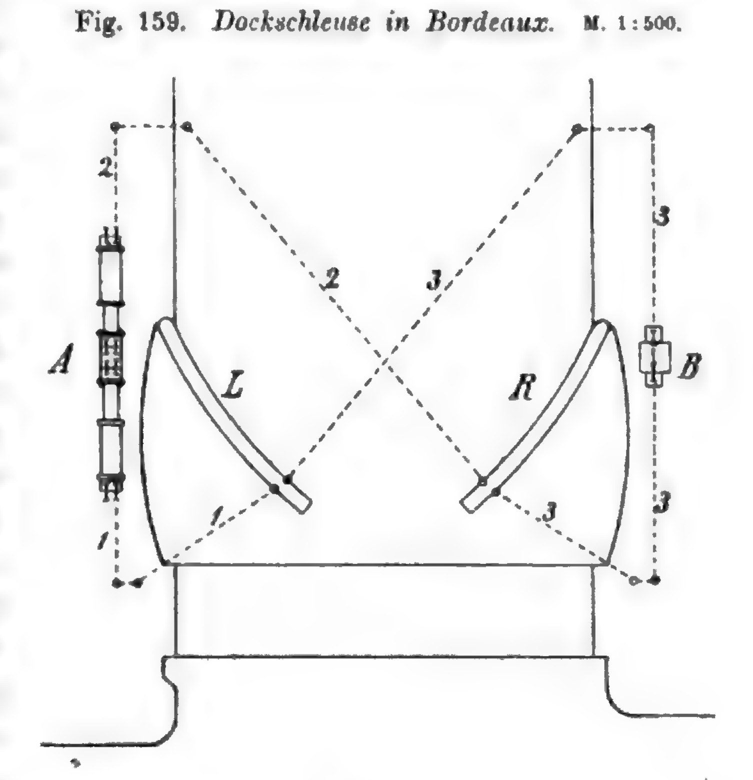
Allgemeine Anordnung der Ketten.

α. Anordnung mit vier Ketten. Das einfachste und auch wohl älteste Verfahren ist, für jedes Thor zwei gesonderte Ketten anzubringen und jede derselben durch eine besondere Winde zu bewegen (Fig. 8, S. 10); für ein Thorpaar gebraucht man dann vier Winden, welche auf den Seitenmauern stehen. Beim Öffnen müssen von den zum Schliefsen dienenden Winden entsprechende Kettenstücke ablaufen, umgekehrt beim Schliefsen von den zum Öffnen dienenden Winden. Man braucht übrigens nur immer die beiden Winden mit Mannschaft zu besetzen, welche Zug ausüben, die lose ablaufenden Winden können durch Bremsen geführt werden.

β. Anordnung mit drei Ketten. Aufser zwei Ketten, deren erste als Öffnungskette für das eine Thor, deren zweite als Schliefskette für das andere Thor dient, ist eine dritte Kette angeordnet, deren beide Enden an den beiden Thoren so befestigt sind, dafs ein Öffnen oder Schliefsen des einen Thores auch ein Öffnen bezw. Schliefsen

des anderen Thores zur Folge hat. Fig. 159 zeigt diese Anordnung.[41]) Bei A ist eine hydraulische Bewegungsmaschine, von welcher aus die beiden Ketten 1 und 2 nach den beiden Thorflügeln gehen. Statt der Maschine könnten auch entsprechende Handwinden verwendet werden, ohne dafs die Anordnung sich grundsätzlich änderte. Mit der Kette 1 wird das linke Thor (L) geöffnet, mit der Kette 2 wird das rechte Thor (R) geschlossen. Die beiden anderen Bewegungen, das Schliefsen des Thores L und das Öffnen des Thores R, geschehen vermittels der Kette 3, welche vom Flügel L nach der rechten Seitenmauer und über diese nach dem Flügel R geführt ist. Wird nunmehr Kette 1 verkürzt, so öffnet sich L; es wird aber auch ein Zug von L auf Kette 3 ausgeübt, durch die Kette bis zum Anschlufspunkt an R fortgesetzt und so der Flügel R gleichfalls geöffnet. Wird Kette 2 verkürzt, so schliefst sich R, aber auch L infolge des mittels der Kette 3 auf L ausgeübten Zuges. Sowohl beim Öffnen, wie beim Schliefsen herrscht demnach in Kette 3 — abgesehen von den Reibungswiderständen — ein Zug, welcher den auf einen Flügel wirkenden Widerständen entspricht (vergl. § 21), während in der Kette 1 bezw. 2 aufserdem noch eine Kraft vorhanden sein mufs, genügend grofs, um auch die Widerstände im zweiten Thorflügel zu überwinden. Die in den Ketten 1 und 2 herrschenden Kräfte sind also annähernd doppelt so grofs, wie diejenigen in Kette 3. Auch hier müssen bei geöffneten Thoren die Ketten 2 und 3 so tief liegen, dafs sie der Durchfahrt nicht im Wege sind. Sie greifen deshalb weit unten an den Thoren an und zwar je zwei korrespondierende Ketten an zwei einander gegenüberliegenden Punkten des Thores. Die genaue Höhe ist so zu bestimmen, dafs die Ketten während der Bewegung nicht auf dem Schleusenboden schleifen und dafs Kette 2 und Kette 3 einander im Kreuzungspunkte nicht berühren. Aus letzterem Grunde legt man die Anschlufspunkte der Ketten 2 und 3 in etwas verschiedene Höhe.

Fig. 159. *Dockschleuse in Bordeaux.* M. 1:500.

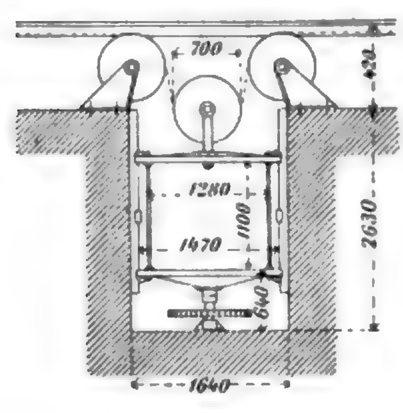


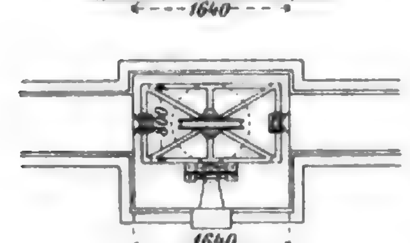
Der hydraulische Motor bei A besteht aus zwei wagerechten, einfach wirkenden Prefswassercylindern, deren Axe eine Gerade ist; jeder Cylinder und jeder Kolben trägt zwei Rollen; die zu einem Apparat gehörige Kette ist am Cylinder befestigt, über die vier Rollen und dann nach der Verbindungsstelle mit dem Thor geführt. Die an den Kolbenenden befindlichen Rollenpaare beider Cylinder sind durch einen Rahmen miteinander verbunden, sodafs beide Kolben sich stets gemeinsam bewegen. Wenn der eine Kolben aus seinem Cylinder um das Stück a herauskommt, so geht der andere Kolben in seinen zugehörigen Cylinder um das gleiche Stück a; die erstere freie Kettenlänge verkürzt sich um $4a$, die andere verlängert sich um $4a$. Es wickelt sich also stets soviel von der Kette 2 (bezw. 1) ab, wie sich von der anderen Kette 1 (bezw. 2)

[41]) Ann. des ponts et chaussées 1881, I, S. 540.

aufwickelt. Zu beachten ist aber, dafs, weil die Befestigungsstellen der Ketten im Kreise gehen und die Winkel und Längen der freien Kettenstücke verschieden grofs sind, auch die Geschwindigkeit der beiden Thore an den verschiedenen Stellen nicht genau gleich grofs ist; da aber Kette 3 solche Gleichheit verlangt, so mufs eine Ausgleichungsvorkehrung angeordnet werden. Man hat deshalb bei B als Regulator in die Kette 3 ein Gegengewicht eingeschaltet, welches die Längenänderungen selbstthätig ausgleicht. Die Kette 3 ist bei B über zwei Rollen am Mauerwerk geführt und trägt ein aus Gufseisen hergestelltes Gegengewicht (Fig. 160). Das Gewicht desselben entspricht der gröfsten Spannung in Kette 3, ist also doppelt so grofs als diese. Wenn die Thore geöffnet und geschlossen sind, mufs das Gegengewicht unterstützt sein, weil es sonst in der Kette 3 Spannungen erzeugte und diese zur Folge hätten, dafs im ersteren Zustande der eine Thorflügel nicht genau in seiner Nische bliebe, im zweiten Zustande aber die Thore nicht dicht hielten.

Fig. 160.
Dockschleuse in Bordeaux. Gegengewicht. M. 1 : 100.

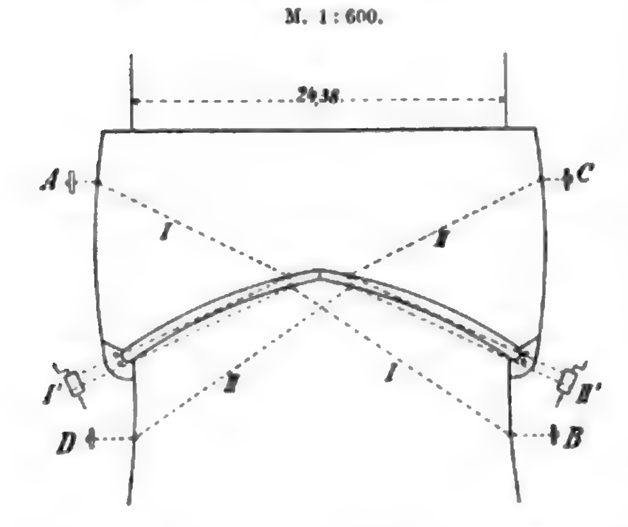




Diese Anordnung bietet den grofsen Vorteil, dafs nur eine Arbeitsstelle vorhanden ist, von welcher aus alle Bewegungen vorgenommen werden; bei klarem Wasser hat dieselbe sich vorzüglich bewährt; dagegen wirkte sie in schlammigem Wasser nicht genügend gut: das Gegengewicht erfüllte in solchem Wasser nicht die gehegten Erwartungen, und die Thore legten sich nicht genügend scharf in die verschlammten Thornischen.

γ. Anordnung mit zwei Ketten. Wenn man jede Kette an ihren beiden Enden am Seitenmauerwerk befestigt und zwar das eine Ende an der zu dem Thorflügel gehörigen Seitenmauer, das andere Ende an der entgegengesetzten Seitenmauer und die Kette über eine Winde führt, so kann man mittels dieser einen Winde das Thor öffnen und schliefsen, je nachdem man die Trommel derselben in dem einen oder anderen Sinne dreht. Diese Anordnung zeigt Fig. 161. Für jedes Thor ist eine Handwinde und eine Kette angebracht. Die Kette I geht von A, wo sie mit dem Mauerwerk verankert ist, nach einer etwas unter halber Thorhöhe angebrachten Rolle, über diese nach einer Rolle am oberen Thorrande in derselben Lotrechten, dann nach einer wagerechten Führungsrolle über der Wendesäule auf die Trommel der Handwinde I′, von dieser nach einer weiteren, über der Wendesäule gelegenen Führungsrolle, und in ähnlicher Weise wie vor über die Rollen am oberen Thorrande, sodann in gröfserer Tiefe nach dem Verankerungspunkte B auf der rechten Seitenmauer. In ganz gleicher Weise ist die Kette II von C über die Winde II′ nach D geführt. Damit bei geöffneten Thoren die Ketten die Durchfahrt nicht hindern, sind sie entsprechend länger gemacht und hängen

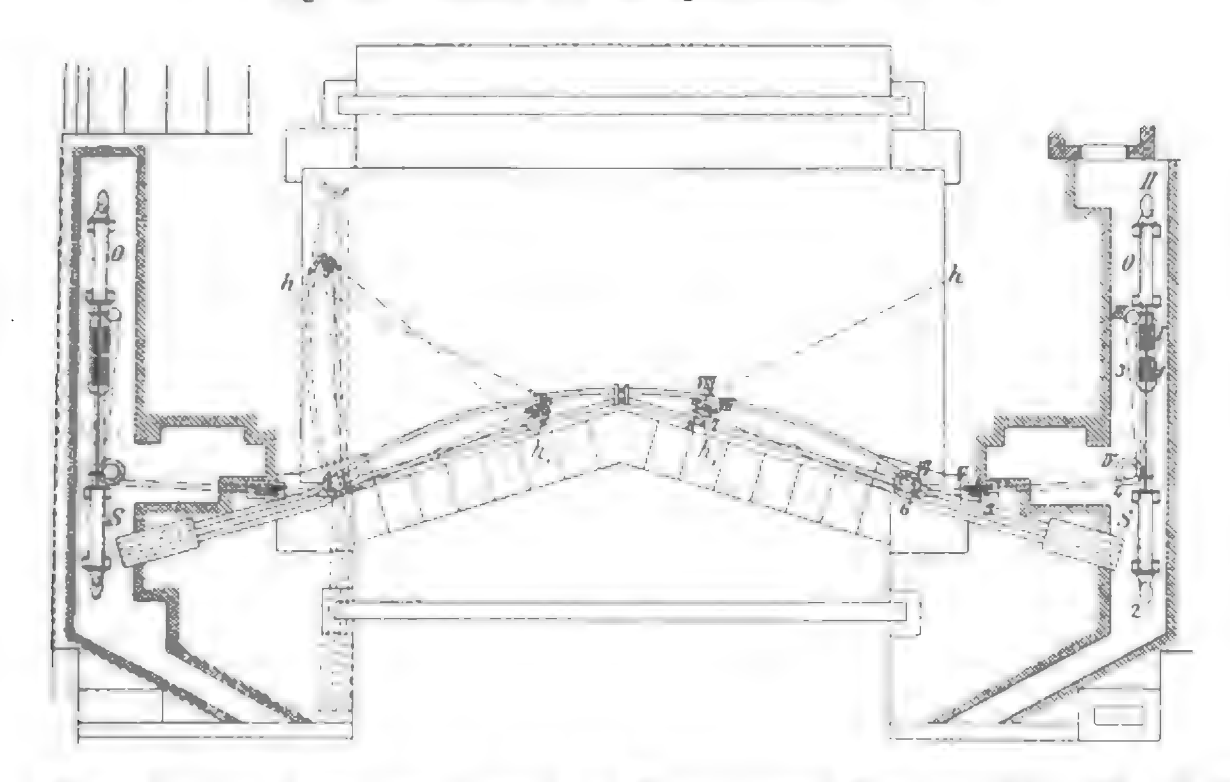
Fig. 161. *Poplar-Dock, London.* M. 1 : 600.



dann schlaff. Die unten am Thor angebrachte Rolle, welche die Kette nach oben leitet, mufs um eine lotrechte Axe drehbar sein, damit sie sich in jeder Thorstellung tangential zur Kette stellt (vergl. Fig. 163).[48])



Fig. 162. *Schleusen des Oder-Spree-Kanals.* M. 1:150.

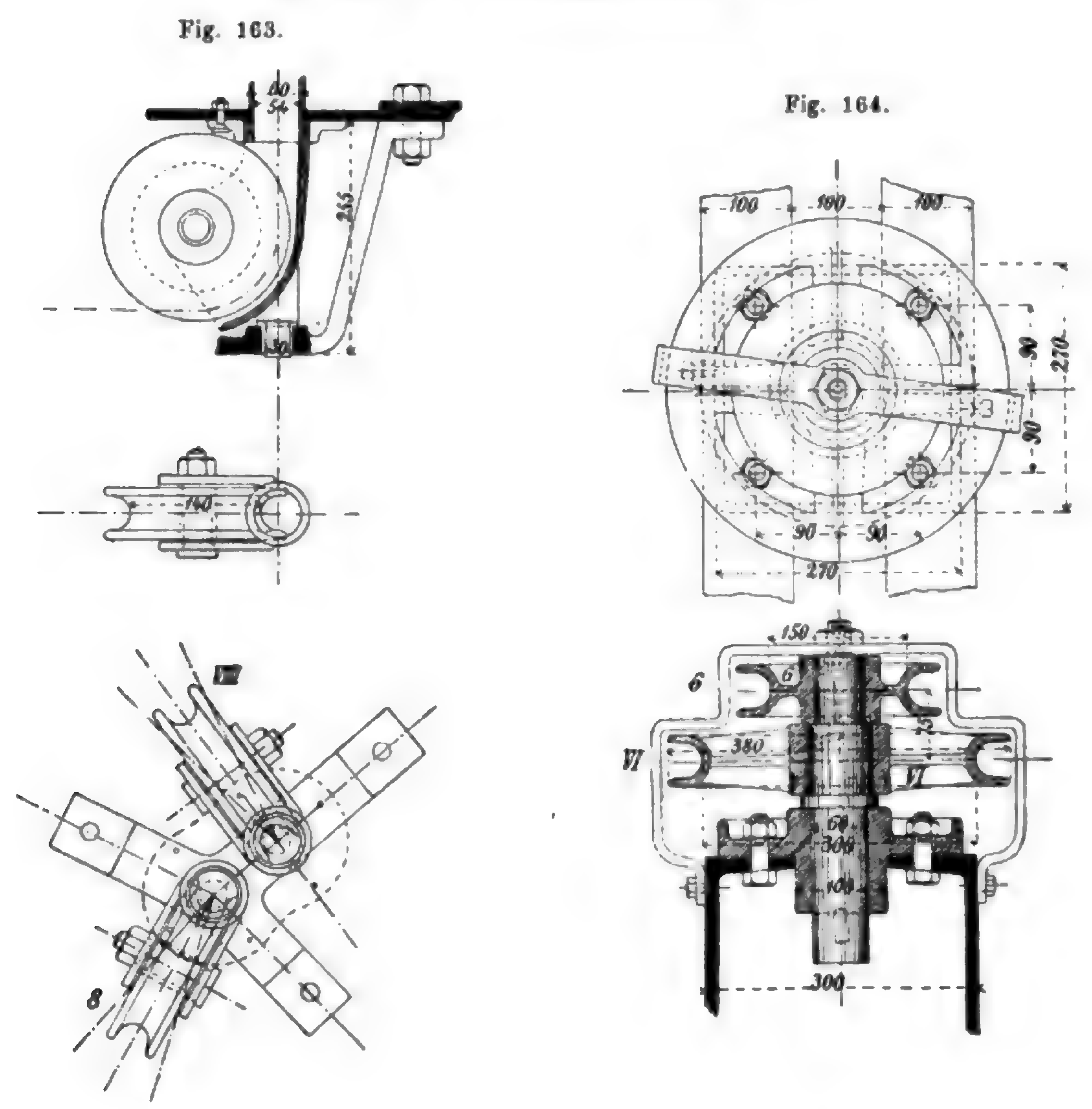


Eine ähnliche Anordnung, jedoch mit Druckwasserkolben zeigt Fig. 162. Freilich sind hier gesonderte Ketten zum Öffnen und Schliefsen jeden Thores, also eigentlich vier Ketten verwendet; man sieht aber leicht, dafs je zwei zusammengehörige Ketten genau so wirken, wie eine Kette in dem soeben besprochenen Falle, sodafs die Vorkehrung zweckmäfsig hier besprochen wird. Jedes Thor hat einen Druckcylinder (O) zum Öffnen und einen zweiten (S) zum Schliefsen. Für jede dieser Bewegungen ist eine Kette vorhanden, welche einerseits am Mauerwerk, andererseits an dem betreffenden Druckcylinder befestigt ist. Die zum Öffnen dienende Kette ist in der Thornische, unten am Mauerwerk bei h befestigt, geht von da nach einer am Untertramen befestigten, um eine lotrechte Axe drehbaren Rolle VIII, durch ein im Thor wasserdicht eingefügtes Rohr nach einer am Obertramen angebrachten Rolle VII, dann nach einer über der Drehaxe befindlichen wagerechten Führungsrolle VI und über einige andere Leitungsrollen V, IV nach drei am Kolben bezw. Druckcylinder angebrachten Rollen und wird schliefslich am Druckcylinder O befestigt. Die zum Schliefsen dienende Kette ist am Drempel bei h' befestigt, geht dann in ganz gleicher Weise nach dem zum Schliefsen dienenden Druckcylinder, an welchem sie mit ihrem anderen Ende befestigt ist. Die beiden Kolben haben die gleiche Längsaxe; die von den beiden Kolben getragenen Rollen sitzen in einem Schlitten, welcher beide verbindet, sodafs bei der Bewegung stets beide Kolben gemeinsam gehen. Wird demnach bei der Bewegung nach der einen Seite die Kette links angezogen, so wird die Kette rechts um gleich viel nachgelassen. Durch die flaschenzugartige Anordnung der Rollen wird aber die geringe Bewegung der Kolben so vergröfsert, dafs die Länge des Kreisbogens erreicht wird, welchen der Befestigungspunkt der in Betracht kommenden Kettenrolle beschreibt. Auf jeder Seitenmauer sind

[48]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1888, S. 419.

zwei solche Druckcylinder; wenn das Druckwasser in den *O*-Cylinder eingelassen wird, so wird gleichzeitig das in dem *S*-Cylinder befindliche Druckwasser durch den Vierweghahn abgelassen, und umgekehrt. Damit beide Thorflügel sich genau gleichmäfsig bewegen, haben alle vier Druckcylinder gemeinsame Druckrohre.[44]) Die Figuren 163 und 164 zeigen die Leitrollen am Untertramen und über der Wendesäule.

Fig. 163 u. 164. *Oder-Spree-Kanal.* M. 1:10.



Besonders bemerkenswert ist bei den beiden zuletzt vorgeführten Anordnungen, dafs keine Kettenkanäle im Mauerwerk ausgespart zu werden brauchen.

Die Prefswasser-Apparate sind für gröfsere Thore sehr empfehlenswert; sie gestatten grofse Kräfte auf die Thore zu übertragen, also, da die Widerstände mit der Geschwindigkeit der Bewegung wesentlich wachsen, auch schnelles Öffnen, und bei geschickter Anordnung die Vornahme aller zum Öffnen und Schliefsen nötigen Arbeiten von einer einzigen Stelle aus und vermittels einfacher Handgriffe. Dadurch wird es aber auch dem Schleusenmeister ermöglicht, die sonstigen Vorgänge an der Schleuse besser unter Augen zu behalten, als bei anderen Anordnungen möglich ist.

---

[44]) Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 389.

§ 27. Beschreibung einiger neueren eisernen Stemmthore.

1. Thore der Schleusen im Kanal von Lens nach La Deule.[45]) Die Lichtweite beträgt 5,2 m, das Gefälle 3,6 m, die Fahrtiefe 2,5 m. Die Thore sind Riegelthore, mit schmiedeeisernem Gerippe und Bohlenbekleidung. Thorbreite von Axe Wendesäule bis Axe Schlagsäule 2,59 m, Thorhöhe von Axe Untertramen bis Axe Obertramen beim Unterthor 6,765 m. Der Rahmen hat aufser Wende- und Schlagsäule, Ober- und Untertramen noch 4 (bezw. beim Oberthor zwei) Zwischenriegel. Das unterste Riegelfeld ist 0,85 m im Lichten hoch und nimmt das Registerschütz (Fig. 137, S. 107) auf, die übrigen vier Riegelfelder sind je 1,211 m im Lichten hoch. Dieselben sind durch zwei Paare von Schrägstäben ausgesteift, indem je zwei übereinander befindliche Riegelfelder mit einem Paar Schrägstäbe versehen sind. Letztere haben ⊥-förmigen Querschnitt und sind an derjenigen Seite des Thores angeordnet, auf welcher die Bekleidung nicht liegt. Wendesäule, Schlagsäule, Ober- und Untertramen, sowie die Riegel haben Blechträgerquerschnitt; den Querschnitt des Untertramen zeigt Fig. 56, S. 54, denjenigen des Obertramen nebst Laufsteg Fig. 60, der Wendesäule Fig. 75. Die Wendesäule ist am Spur- und Halszapfen gegen die Wendenische durch Stützwinkel abgestützt; aufserdem an mehreren Riegelanschlufsstellen, wobei immer ein Riegel überschlagen ist. Die Befestigung der Schrägstäbe an den beiden Säulen erfolgt vermittels besonderer, an der Unterwasserseite auf die Säulen aufgenieteter, über die ganze Höhe fortlaufender Bleche (Fig. 75). Im untersten Riegelfelde sind für das Schütz zwei Pfosten von Blechträgerquerschnitt eingesetzt. Bekleidung durch lotrecht gestellte Bohlen.

2. Thore der Schleuse bei Plehnendorf. Es beträgt die Thorbreite von Axe Wendesäule bis Axe Schlagsäule 6,86 m und die Thorhöhe von Axe Untertramen bis Axe Obertramen 6,16 m. Aufser Ober- und Untertramen sind noch 6 mittlere Riegel vorhanden, in gleichen Abständen von je 0,88 m, sodafs sich 7 gleich weite Riegelfelder ergeben. Alle Riegel und Tramen, wie auch Schlag- und Wendesäule sind aus Blech und Winkeleisen zusammengenietet; an der Wendesäule entspricht jedem Riegel ein Stützwinkel gegen die Wendenische. Der Querschnitt der Wendesäule nebst dem Spurzapfen ist in Fig. 91, S. 80, der Halszapfen in Fig. 101 gezeichnet. Die beiden Tramen und die vier unteren Zwischenriegel haben volle Blechwand, die beiden oberen Riegel sind Gitterriegel. Ein solcher Gitterriegel ist in Fig. 52, S. 52 gezeichnet. Aus Fig. 52 ergiebt sich auch die Dichtung an der Wendesäule, der Querschnitt der Schlagsäule und die Form der Stützwinkel. Der Untertramen ist in Fig. 54, der Obertramen in Fig. 62 dargestellt. Die unteren drei Riegelfelder haben beiderseitige, ebene Blechbekleidung und gröfsere Riegelhöhe (0,55 m) als die oberen Felder (0,45), welche nur einseitige Blechbekleidung haben, dafür aber an der nicht bekleideten Seite eine Versteifung durch gekreuzte Schrägstäbe. Um dieselben nicht zu flach geneigt zu erhalten, hat man zwei Paar Schrägstäbe nebeneinander gesetzt, d. h. zwei Felder von je 3,43 m Breite und 3,52 m Höhe gebildet. Ein Mittelpfosten mit Blechträgerquerschnitt (s. Fig. 52) teilt das Thor in seiner ganzen Höhe in zwei Teile. Zwischen den Riegeln sind in Abständen von 0,686 m lotrechte T-Eisen-Aussteifungen angeordnet. Zwei nebeneinanderliegende Drehschützen mit lotrechten Drehaxen befinden sich im Thor; dieselben sind in Fig. 144 dargestellt. Aufserdem ist eine Gesamtansicht des Thores und die Anordnung der Bekleidung in Fig. 34, die Halsverankerung in Fig. 111 vorgeführt.

3. Thor am Unterhaupt der Wernsdorfer Schleuse im Oder-Spree-Kanal.[46]) Es beträgt die Lichtweite der Häupter 8,6 m, das Schleusengefälle 4,95 m, die Thorhöhe 7,8 m zwischen den Axen der Tramen gemessen, die Thorbreite zwischen Schlagsäule und Ende der Wendesäule 4,85 m. Das Thor hat einen rechteckigen Rahmen, welcher aus Wendesäule, Schlagsäule, Ober- und Untertramen besteht; in diesen Rahmen sind gekrümmte Wellblechtafeln eingesetzt, welche sich gegen Wende- und Schlagsäule wie gegen Kämpfer stützen. Drei wagerechte Verbindungsstücke ⊥-förmigen Querschnitts teilen das Thor in vier je 1,95 m hohe Teile. Aufserdem sind zur weiteren Absteifung symmetrisch zur Mitte zwei lotrechte Pfosten (I, N.-Pr. No. 28) angebracht, welche von Unter- bis Obertramen laufen und 1,78 m voneinander abstehen; in ihrem unteren Teil nehmen sie das Drehschütz zwischen sich (Fig. 142, S. 111). Endlich sind noch 15 Spannstangen von 30 bis 45 mm starkem Rundeisen angeordnet, um Formänderungen — hauptsächlich wohl der geöffneten Thore — zu verhüten. Sie haben im unteren Teile des Thores 380 mm, im oberen Teile 570 mm Abstand voneinander. Formänderung durch Versacken wird durch Schrägstäbe verhindert; das ganze Thor ist in zwei übereinanderliegende Felder geteilt, deren jedes durch ein Paar gekreuzte Schrägstäbe zu einer unverschieblichen Figur gemacht ist.

Ober- und Untertramen haben den bekannten Blechträgerquerschnitt, sind im Grundrifs nach dem Unterwasser zu geradlinig, nach dem Oberwasser zu kreisbogenförmig begrenzt (Fig. 142). Die Wende-

[45]) Ann. des ponts et chaussées 1887, II, S. 25.

[46]) Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 379.

säule hat kastenförmigen Querschnitt und stützt sich mittels neun stählerner, aufgeschraubter Stützwinkel, deren oberster und unterster mit Hals- bezw. Spurzapfen zusammenhängen, gegen die Wendenische. Den Querschnitt der Wendesäule zeigt Fig. 81, S. 70, den Spurzapfen Fig. 97, Halszapfen und Halsband Fig. 106 bezw. 107, die [-förmige Schlagleiste mit Holzdichtung Fig. 125.

Die Wellblechtafeln von 0,58 m Höhe sind durch Deckplatten von der Form des unteren Teiles der Welle verbunden und mit Hilfe übergenieteter Blechstreifen an die Ober- und Untertramen genietet. Für die Verbindung der Enden des Wellblechs mit Wende- und Schlagsäule wurden Stahlgufsstücke von ungleichschenkliger Winkeleisenform hergestellt, welche sich dem Wellblech genau anpafsten. In diese kamen die Enden des Wellblechs, zwischen Wellblech und das Gufsstück ein Dichtungskörper, nämlich in Mennige getränkte Hanfeinlage. Von oben wurden auf die Wellen passende Gufsstahlstücke gesetzt und mit dem unteren, Hauptgufsstück durch Schraubenbolzen mit versenkten Köpfen verbunden. Fig. 81 und Fig. 142 zeigen diese Verbindung. Der Rahmen mufste nunmehr mit Schlag- und Wendesäule wasserdicht und so verbunden werden, dafs er den Bewegungen des Wellblechs in wagerechter Richtung folgen konnte. Zu dem Zwecke wurde eine in Minium getränkte, über die ganze innere Weite des an der Säule angeordneten [-Eisens sich ausdehnende Hanfflechte eingebracht. Man vergleiche auch Fig. 97 und 125.

Das Drehschütz nebst Hebel ist in Fig. 142, sowie Fig. 143 gezeichnet. Die Bewegung der Thore ist in § 26 besprochen und durch die Figuren 162, 163, 164 erläutert.

Das Thor ist anschliefsend an ein Patent des Reg.-Baumeisters Offermann von Mohr konstruiert.

4. Thore der Schleuse für die transatlantischen Dampfer zu Havre.[47]) Lichtweite der Schleuse 30,5 m, Pfeil der Schlagschwelle 5,51 m, Oberkante Schlagschwelle liegt bei — 2,85. Null ist niedrigster bekannter Meeresstand. Gew. Hochwasser liegt bei + 7,85 m, Hochwasser bei Äquinoktialfluten bei + 8,15.

Thorhöhe von Axe Untertramen bis Axe Obertramen: 10,08 m. Thorbreite zwischen den Axen der äufsersten Pfosten, welche zu Wende- und Schlagsäule gehören: = 16,439 m. Berechnungswasserstände: Oberwasser + 7,75, Unterwasser ± 0. Unterkante Thor — 2,85.

Das Thor ist ein Schwimmthor und Pfostenthor. Das Gerippe besteht aus Wende- und Schlagsäule, Ober- und Untertramen und aufserdem aus 11 Pfosten zwischen Ober- und Untertramen. Zwischen den Pfosten sind wagerechte, Z-förmige Versteifungsträger angeordnet, welche 35—70 cm voneinander entfernt (unten näher, oben weiter) den Wasserdruck von der Bekleidung aufnehmen und auf die Pfosten übertragen. Fig. 46, S. 47 zeigt die Pfosten und Versteifungsträger. Die Pfosten haben den Blechträgerquerschnitt; sie übertragen die Lasten auf Ober- und Untertramen. Der Obertramen führt hauptsächlich die in ihm angesammelten Kräfte in das Seitenmauerwerk der Schleuse und mufs deshalb sehr stark sein. Seinen Querschnitt zeigt Fig. 59; derselbe ist entsprechend der Beanspruchung unsymmetrisch. Im Grundrifs ist der Obertramen trapezförmig, in der mittleren Abteilung 1,5 m hoch, bei den Anschlufsstellen an Schlag- und Wendesäule 1,0 m hoch (rund).

Zwischen Ober- und Untertramen sind zwei wagerechte, wasserdichte Scheidewände angeordnet, sodafs die ganze Thorhöhe in drei Teile von bezw. 3,65 m. 2,7 m, 3,75 m Höhe zerfällt. Die unterste Abteilung enthält eine Reihe dichter Wasserkammern — nämlich die sieben der Wendesäule zunächst liegenden Kammern — und vier Luftkammern, zunächst der Schlagsäule. Auch die mittlere, 2,7 m hohe Abteilung enthält wasserdichte Luftkammern (12 Stück); dagegen tritt oberhalb der oberen Scheidewand das Meerwasser frei in das Innere des Thores ein und zwar durch Öffnungen in der hafenseitigen Bekleidung, welche mit Schützen versehen sind. Entleerung findet durch Ventile nach dem Vorhafen zu statt. Die oberste Scheidewand liegt unter demjenigen niedrigsten Meeresstande, bei welchem das Thor bewegt wird; demnach verändert sich der Auftrieb bei den verschiedenen Wasserständen nur sehr wenig. Luft- und Wasserkammern sind durch Mannlöcher zugänglich. Die Dichtungsleisten an Drempel, Wende- und Schlagsäule sind benagelte Eichenholzleisten. Die Füllung der Wasserkammern findet durch Rohre statt, welche bis zu dem obersten Teile des Thores reichen und gewöhnlich durch Metallpfropfen verschlossen sind; neben jedem solchen Rohr ist ein Rohr für das Entweichen der Luft. Damit die Entleerung in gewünschter Schnelligkeit vor sich gehen könne, erfolgt sie durch ein Pulsometer. Das durch undichte Stellen eindringende Leckwasser wird durch eine Pumpe oberhalb der obersten Scheidewand entfernt, von welcher ein Hauptsaugrohr nebst einer Anzahl nach den verschiedenen Abteilungen führenden Zweigsaugrohren ausgeht. Rohrdurchmesser durchweg 4 cm. Das Thor hat auf die ganze Höhe beiderseitige Bekleidung von ebenem, 8 bezw. 10 bezw. 12 mm starkem Eisenblech. Alle Eisenteile sind ver-

[47]) Ann. des ponts et chaussées 1887, II, S. 411. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 743.

zinkt. Die Wendesäule zeigt einen gekrümmten Querschnitt; sie liegt auf die ganze Höhe in der Wendenische an; besser wäre eine andere Form des Querschnitts und eine Stützung durch eine Anzahl von Winkeln gewesen.

Es zeigen von diesem Thor: Fig. 46 die Versteifungen und Pfosten, Fig. 66 den Halszapfen, Fig. 67 den Schuh des Obertramen an der Schlagsäule, Fig. 59 den Obertramen im Querschnitt nebst Laufsteg, Fig. 109 das Halsband.

Durch die Einführung der Pfosten statt der Riegel hat diese Thorkonstruktion einen sehr beachtenswerten Fortschritt gebracht.

5. Thore der Schleuse für die zweite Hafeneinfahrt zu Wilhelmshaven.[48]) Die Thore sind Schwimmthore und zwar Riegelthore. Die Breite eines Thorflügels beträgt 14,25 m, die Höhe bei den Flut- und Sturmthoren 14,22 m, bei den Ebbethoren 10,75 m. Spielraum zwischen Unterkante Thor und Thorkammerboden ist 0,26 m, Oberkante der Flut- und Sturmthore liegt 1,12 m über höchster Sturmflut. Drempelwinkel ist 22° 30′. Die Grundrißsform des Thores ist nach dem Drempel zu geradlinig, nach dem Oberwasser zu gekrümmt. Dicke des Thores an der Wendesäule 0,87 m, an der Schlagsäule 0,683 m, in der Mitte 1,124 m (Fig. 11).

Das Gerippe besteht aus Wende- und Schlagsäule, Ober- und Untertramen und einer gröfseren Zahl von Zwischenriegeln. Die Tramen spielen hier keine gröfsere Rolle, als die anderen Riegel. Die Riegelabstände sind verschieden grofs, unten sind sie kleiner (0,6 m), oben sind sie gröfser (1,0 m). Drei lotrechte Blechwände, welche durch Winkeleisen gesäumt sind, steifen die Riegel gegeneinander ab und bilden wasserdichte Abteilungen, welche mit Wasserballast versehen werden können. Abstand dieser Schotten voneinander ist 3,3 m. Aufser den Schotten sind als weitere Aussteifung lotrechte ⊥-Eisen zwischen die Riegel eingebaut (Fig. 41, S. 45). Die Bekleidung ist eine beiderseitige mit von oben nach unten zunehmender Blechstärke, von 9 mm bis zu 18 mm (Fig. 41). Die Wendesäule ist halbkreisförmig, in Fig. 77 dargestellt und in § 19 beschrieben; die Schlagsäule in Fig. 126, bezw. § 24. Mantelbleche von 18 mm Stärke umschliefsen bei der Schlagsäule die Aufsenseite und die Schlagfläche, die Innenseite ist durch die über das Schott verlängerten Thorbleche verkleidet. Die an der stumpfen Ecke entstehende Naht wird durch ein eingelegtes, stumpfwinkeliges Verbindungswinkeleisen der Thor- und Mantelbleche gedeckt. Die Dichtungsleiste ist 300 mm breit, 25 mm stark, flach gerundet behobelt, mit einseitig versenkten Nieten befestigt. Dichtungsleisten aus Holz wurden wegen des Bohrwurms vermieden. Die Riegel haben 13,2 m Länge, Blechträgerquerschnitt, bestehend aus Blechwand und zwei Winkeleisen in jeder Gurtung. Auf diese Winkeleisen ist die Bekleidung so genietet, dafs der Blechwand des Riegels der wagerechte Stofs der Bekleidung entspricht: über dem Stofs ist dann die Lasche, deren Breite sich durch die Mafse der Winkeleisen bestimmt (Fig. 41). Die lotrechten Stöfse der Bekleidung liegen auf den Schotten und den aussteifenden ⊥-Eisen (siehe oben). Spurzapfen nebst Zubehör ist in Fig. 95 (§ 22), Halszapfen nebst Halsband in Fig. 105 (§ 23) dargestellt und daselbst beschrieben. Die Thore werden als Schwimmthore dem wechselnden Wasserstande entsprechend mit Wasserballast versehen. In jedem Thorflügel ist ein Einlafsventil von 10 cm Durchmesser und eine Lenzpumpe. Einlauf und Ausgufs ist mit metallenem Gitter geschützt. Die Riegelbleche sind in jedem Schottgange, die Schotten in jedem Riegelfelde mit Mannlöchern versehen. Öffnen und Schliefsen der Thore wird mit Winden und vier Ketten vorgenommen. Die an einem Thorflügel befestigten beiden Ketten (von 26 mm Ketteneisenstärke) werden durch gufseiserne Kasten mit Führungsrollen in die schrägen Kettenschächte der Seitenmauern (Fig. 157) und auf die an den oberen Enden derselben angebrachten Winden geführt. Die gufseisernen Kettentrommeln sind wagerecht. Wird die eine Winde gedreht, so läfst die zugehörige Gegenwinde entgegengesetzt drehend geführt den entgegengesetzten Kettenzug entsprechend ablaufen.

Ein Flutthorflügel wiegt betriebsfähig (rund) 125000 kg, ein Ebbethorflügel ebenso (rund) 95000 kg.

6. Schleusenthore im Kanal von Le Havre nach Tancarville. Die Kammerlichtweite beträgt 16 m, die Wassertiefe im Kanal 6,0 m, Berechnungshöhen: bis zum Oberwasserspiegel 6,0 m, bis zum Unterwasserspiegel (bei den Ebbethoren) 4,7 m. Drempelpfeil 3,0 m; Drempeloberkante liegt 0,5 m über Thorkammerboden. Breite des Thorflügels zwischen Wendesäulen- und Schlagsäulen-Axe 8,825 m, Höhe des Ebbethores zwischen Ober- und Untertramen 6,2 m.

Schwimmthore mit beiderseitiger Blechbekleidung, Pfostenthore. Das Gerippe besteht aus Schlag- und Wendesäule, einem sehr untergeordnet behandelten Untertramen und einem Obertramen, sowie drei Pfosten, welche je 2,45 m voneinander entfernt sind und das Thor in vier Abteilungen teilen. Sie stützen sich unten gegen den Untertramen bezw. Drempel, oben gegen den Obertramen. Zwischen diese lotrechten

[48]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1891, S. 349.

Pfosten und die beiden Endsäulen sind drei wagerechte Träger gesetzt, welche die ganze Höhe in vier nahezu gleich hohe Teile zerlegen, aber nicht durch die ganze Thordicke reichen. Auf diese übertragen nunmehr Pfosten höherer Ordnung, 0,49 m voneinander entfernt, den von der Bekleidung übernommenen Wasserdruck. Die Bekleidungen sind auf den Pfosten höherer Ordnung, den drei von oben nach unten durchlaufenden Pfosten und den beiden Endsäulen befestigt. Jedem der drei wagerechten Träger, sowie dem Ober- und Untertramen entspricht an der Wendesäule ein Stuhl aus Stahl; es sind also an jedem Thor deren fünf angeordnet. Dichtung an Wendesäule und Schlagsäule durch Holzleisten. Die Gesamtanordnung ist — abgesehen von dem Obertramen — ähnlich der in Fig. 65 gezeichneten. Die durch die Pfosten erster Ordnung gebildeten beiden mittleren lotrechten Abteilungen sind stets wasserleer, ganz dicht und durch Mannlöcher zugänglich. Die beiden anderen lotrechten Abteilungen werden nach Bedarf durch Löcher, welche in der Bekleidung nach dem Oberwasser zu angebracht sind und mit Schützen geschlossen werden können, gefüllt. Der Auftrieb der beiden mittleren Abteilungen verringert den Druck auf den Zapfen so, dafs derselbe ungünstigstenfalls nur wenige Tonnen beträgt. Fig. 96, S. 82 zeigt den Spurzapfen nebst Pfanne, Fig. 102 den Halszapfen, Fig. 110 das Halsband, Fig. 158 das Anschlufsstück der Kette an das Thor. Die Dichtungsleisten sind aus benageltem Eichenholz hergestellt.

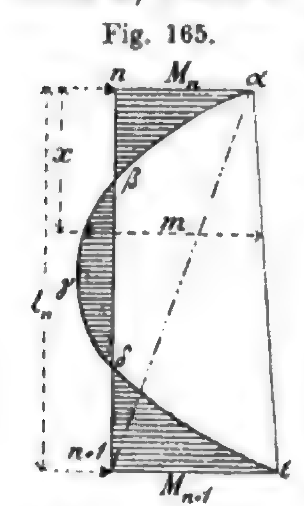
Anhang.

§ 28. Kurze Entwickelung der für die Berechnung der durchgehenden (kontinuierlichen) Träger benutzten Formeln. Bei den Berechnungen im vorliegenden Hefte sind mehrfach die Beziehungen benutzt, welche zwischen den Momenten an drei aufeinanderfolgenden Stützpunkten eines durchgehenden Trägers bestehen. Die Grundgleichung hierfür ergiebt sich unter Zugrundelegung der Mohr'schen Auffassung folgendermafsen:

Die an den Stützen n, $n+1$, $n+2$ auftretenden Momente, die sogen. Stützenmomente, seien M_n, M_{n+1}, M_{n+2}; wenn diese bekannt sind, ist alles andere (Stützendrücke u. s. w.) leicht zu finden. Die elastische Linie des Balkens kann als Seillinie[49]) aufgefafst werden, deren Horizontalzug $= EJ$ ist, deren Belastungen die an den verschiedenen Stellen des Balkens wirkenden Momente sind. E ist die Elasticitätsziffer, J das Trägheitsmoment des Balkenquerschnitts, welches hier als konstant angenommen werden kann. Handelt es sich, wie hier, nur um die Richtung der an die elastische Linie in den Stützpunkten gezogenen Berührenden, so kann man die belastenden Momente in jeder Öffnung zu drei Einzellasten zusammenfassen. Man erhält:

1. Die Mittelkraft aller positiv belastenden Momente, d. h. aller derjenigen Momente m, welche in den einzelnen Querschnitten der betreffenden Öffnung auftreten würden, wenn der Balken in den beiden Stützpunkten der Öffnung frei aufläge. Diese Momente sind bekannt, also auch ihre Mittelkraft V_n und deren Lage. In Fig. 165 sind die wagerechten Ordinaten der Kurve $\alpha\,\beta\,\gamma\,\delta\,\varepsilon$ von $\alpha\,\varepsilon$ aus gemessen diese Momente, und es ist die Mittelkraft derselben:

Fig. 165.



$$V_n = \int_0^{l_n} m \, . \, dx.$$

Man erhält ferner:

2. und 3. die beiden Mittelkräfte der negativ belastenden Momente. Die in den einzelnen Querschnitten auftretenden negativen Momente sind in Fig. 165 durch die wagerechten Ordinaten zwischen

[49]) Mohr. Beitrag zur Theorie der Holz- und Eisenkonstruktionen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1868.

den Linien n, $n+1$ und αs dargestellt; dieselben können also für eine Öffnung zu einer Mittelkraft zusammengefafst werden, welche der Momentenfläche $n.\alpha.n+1$ entspricht und einer zweiten, welche der Momentenfläche $\alpha.n+1.s$ entspricht. Nennt man die erstere U_n, die letztere W_n, so ist:

$$U_n = \frac{M_n . l_n}{2}, \qquad W_n = \frac{M_{n+1} . l_n}{2}.$$

Diese beiden Kräfte haben ihre Angriffspunkte in den Schwerpunkten der genannten Dreiecke, also bezw. im ersten und zweiten Drittel der Öffnung. Die Last V_n greift im Schwerpunkt der positiven Momentenfläche an.

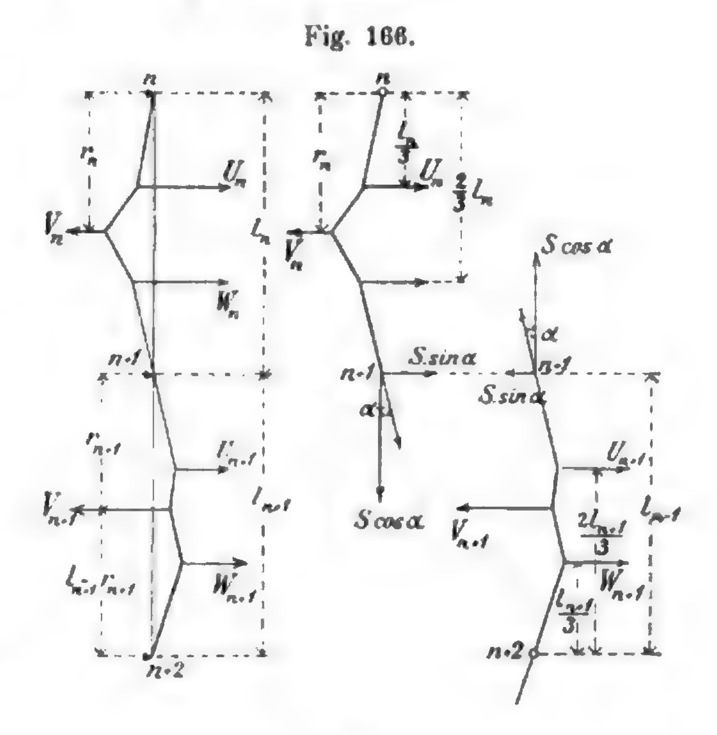


Fig. 166.

Betrachtet man nun zwei aufeinanderfolgende Öffnungen mit den Stützpunkten n, $n+1$, $n+2$ (Fig. 166), so erhält man eine wichtige Beziehung zwischen den drei Stützenmomenten M_n, M_{n+1}, M_{n+2}. Das Gleichgewicht des Seilecks in der Öffnung n erfordert, dafs die Summe aller Kräfte für den Drehpunkt bei n gleich Null sei. Auf das Seileck dieser Öffnung wirken die in Fig. 166 gezeichneten Kräfte und es ist:

$$S \sin\alpha . l_n + W_n . \frac{2}{3} l_n + U_n . \frac{l_n}{3} = V_n r_n, \text{ also } S \sin\alpha = \frac{V_n r_n}{l_n} - \frac{2}{3} W_n - \frac{U_n}{3}.$$

Es ist aber $S \cos\alpha = EJ$ und $S \sin\alpha = EJ \operatorname{tang}\alpha$, also

$$EJ \operatorname{tang}\alpha = \frac{V_n r_n}{l_n} - \frac{2}{3} W_n - \frac{U_n}{3}.$$

Wenn die Werte für U_n und W_n eingeführt werden und beachtet wird, dafs $V_n . r_n = \int_0^{l_n} m . x\, dx$ ist, so ergiebt sich:

$$EJ \operatorname{tang}\alpha = \frac{1}{l_n}\int_0^{l_n} m\, x\, dx - \frac{M_{n+1}\, l_n}{3} - \frac{M_n\, l_n}{6} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 84.$$

Ebenso erhält man für die $(n+1)$te Öffnung, wenn der Stützpunkt $n+2$ als Drehpunkt gewählt wird:

$$S \sin\alpha . l_{n+1} + V_{n+1}(l_{n+1} - r_{n+1}) = W_{n+1}\frac{l_{n+1}}{3} + U_{n+1} . \frac{2}{3} l_{n+1},$$

$$EJ \operatorname{tang}\alpha = \frac{W_{n+1}}{3} + \frac{2 . U_{n+1}}{3} - V_{n+1} + \frac{V_{n+1}\, r_{n+1}}{l_{n+1}},$$

$$EJ \operatorname{tang}\alpha = \frac{M_{n+2}\, l_{n+1}}{6} + \frac{M_{n+1}\, l_{n+1}}{3} - \int_0^{l_{n+1}} m\, dx + \frac{1}{l_{n+1}}\int_0^{l_{n+1}} m\, x\, dx \quad . \; . \quad 85.$$

Die Gleichsetzung beider für $EJ \operatorname{tang}\alpha$ gefundenen Werte ergiebt die Gleichung:

$$M_{n+1}\frac{l_n}{3} + \frac{M_n\, l_n}{6} + \frac{M_{n+1}\, l_{n+1}}{3} + \frac{M_{n+2}\, l_{n+1}}{6} = \frac{1}{l_n}\int_0^{l_n} m\, x\, dx + \int_0^{l_{n+1}} m\, dx - \frac{1}{l_{n+1}}\int_0^{l_{n+1}} m\, x\, dx,$$

woraus folgt:

$$\left.\begin{aligned} & M_n l_n + 2 M_{n+1}(l_n + l_{n+1}) + M_{n+2} l_{n+1} = \\ & = 6\int_0^{l_{n+1}} m_{n+1}\, dx + \frac{6}{l_n}\int_0^{l_n} m_n\, x\, dx - \frac{6}{l_{n+1}}\int_0^{l_{n+1}} m_{n+1}\, x\, dx \end{aligned}\right\} \quad \ldots \quad 86.$$

In der letzten, der Haupt- und Grundgleichung sind zu den Werten der positiven Momente Zeiger hinzugefügt, welche angeben, in welcher Öffnung das betreffende Moment liegt.

Anwendungen der Grundgleichung.

a. Der Thorteil liegt über dem Unterwasser, der Wasserdruck wirkt nur von einer Seite auf das Thor (Fig. 167).

Für einen beliebigen Punkt in der Öffnung n ist das positive Moment:

Fig. 167.

$$m_n = \frac{\gamma y_n}{2}(c_n x - x^2) + \frac{\gamma}{6}(c_n^2 x - x^3).$$

Für einen beliebigen Punkt der Öffnung $n+1$ ist gleicherweise:

$$m_{n+1} = \frac{\gamma y_{n+1}}{2}(c_{n+1} x - x^2) + \frac{\gamma}{6}(c_{n+1}^2 x - x^3).$$

Daraus folgt:

$$\int_0^{c_{n+1}} m_{n+1}\, dx = \frac{\gamma}{2} y_{n+1} \frac{c_{n+1}^3}{6} + \frac{\gamma c_{n+1}^4}{4},$$

$$\int_0^{c_n} m_n\, x\, dx = \frac{\gamma y_n}{2} \cdot \frac{c_n^4}{12} + \frac{\gamma c_n^5 \cdot 2}{6 \cdot 15} = \frac{\gamma c_n^4}{6}\left(\frac{y_n}{4} + \frac{2 \cdot c_n}{15}\right),$$

$$\int_0^{c_{n+1}} m_{n+1}\, x\, dx = \frac{\gamma c_{n+1}^4}{6}\left(\frac{y_{n+1}}{4} + \frac{2 c_{n+1}}{15}\right).$$

Werden die gefundenen Werte in die Grundgleichung eingeführt, so ergiebt sich:

$$M_n c_n + 2 M_{n+1}(c_n + c_{n+1}) + M_{n+2} c_{n+1} = \frac{\gamma c_n^3}{60}(15 y_n + 8 c_n) + \frac{\gamma c_{n+1}^3}{60}(15 y_{n+1} + 7 c_{n+1}).$$

Sind alle c einander gleich, also $c_n = c_{n+1} = c$, so wird

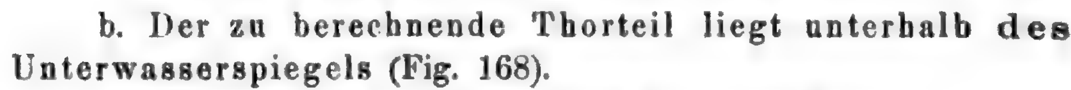
$$y_n = n \cdot c, \quad y_{n+1} = (n+1)\, c$$

und

$$M_n + 4 M_{n+1} + M_{n+2} = \frac{\gamma c^2}{60}(15 c + 15 y_n + 15 y_{n+1}).$$

Fig. 168.

$$M_n + 4 M_{n+1} + M_{n+2} = \frac{\gamma c^3}{2}(n+1) \quad \ldots \quad 87.$$



b. Der zu berechnende Thorteil liegt unterhalb des Unterwasserspiegels (Fig. 168).

Der Wasserdruck hat in jeder Tiefe die gleiche Gröfse $p = \gamma h'$, wenn h' der Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser ist.

Hier ist:

$$m_n = \frac{\gamma h'}{2}(c_n x - x^2), \qquad m_{n+1} = \frac{\gamma h'}{2}(c_{n+1} x - x^2),$$

$$\int_0^{c_{n+1}} m_{n+1}\, dx = \frac{\gamma h'}{2} \frac{c_{n+1}^3}{6},$$

$$\int_0^{c_n} m_n\, x\, d\, x = \frac{\gamma\, h'\, c_n^4}{24}, \qquad \int_0^{c_{n+1}} m_{n+1}\, x\, d\, x = \frac{\gamma\, h'}{24}\, c_{n+1}^4.$$

Also:

$$M_n\, c_n + 2\, M_{n+1}\,(c_n + c_{n+1}) + M_{n+2}\, c_{n+1} = \frac{\gamma\, h'}{4}\,(c_n^3 + c_{n+1}^3) \quad . \; . \; . \quad 88.$$

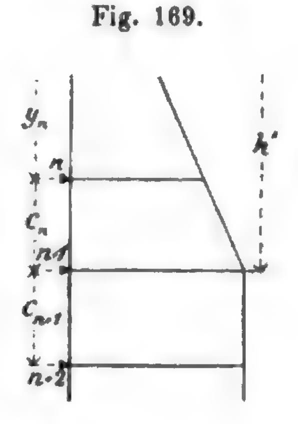
Wenn alle Riegelabstände gleich sind, d. h. $c_n = c_{n+1} = c$, so vereinfacht sich Gleichung zu:

$$M_n + 4\, M_{n+1} + M_{n+2} = \frac{\gamma\, h'\, c^2}{2} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 89.$$

c. Beziehungen zwischen den Momenten an den Riegeln n, $n+1$, $n+2$, wenn Riegel $n+1$ in der Höhe des Unterwassers liegt (Fig. 169). Es ist:

$$m_n = \frac{\gamma\, y_n}{2}\,(c_n\, x - x^2) + \frac{\gamma}{6}\,(c_n^2\, x - x^3) \text{ (vergl. unter a.)}.$$

Fig. 169.



$$\int_0^{c_n} m_n\, x\, d\, x = \frac{\gamma}{6}\, c_n^4 \left(\frac{y_n}{4} + \frac{2\, c_n}{15}\right),$$

$$m_{n+1} = \frac{\gamma\, h'}{2}\,(c_{n+1}\, x - x^2), \qquad \int_0^{c_{n+1}} m_{n+1}\, d\, x = \frac{\gamma\, h'\, c_{n+1}^3}{12},$$

$$\int_0^{c_{n+1}} m_{n+1}\, x\, d\, x = \frac{\gamma\, h'\, c_{n+1}^4}{24}, \text{ (vergl. unter b.)}.$$

Also wird:

$$M_n\, c_n + 2\, M_{n+1}\,(c_n + c_{n+1}) + M_{n+2}\, c_{n+1} = \frac{\gamma\, h'}{4}\,(c_n^3 + c_{n+1}^3) - \frac{7}{60}\,\gamma\, c_n^4 \quad . \; . \; . \quad 90.$$

Für gleiche Riegelabstände, d. h. für $c_n = c_{n+1} = c$ erhält man:

$$M_n + 4\, M_{n+1} + M_{n+2} = \frac{\gamma\, c^2}{60}\,(30\, h' - 7\, c) \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 91.$$

Litteratur.

1. Allgemein.

Göring. Eiserne Thore bei kleinen Schleusen in Frankreich. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1867, S. 404.

On the construction of Dock Gates. Engineer 1873, S. 81, 93, 123, 169, 218, 271, 345, 389.

Étude générale sur les portes d'écluses maritimes et fluviales. Nouv. ann. de la constr. 1874, S. 137; 1875, S. 24, 60, 114.

On Dock Gates. Engineer 1879, I, S. 428.

Dock Gates. Engng. 1879, I, S. 486.

Galliot. Études sur les portes d'écluses en tôle. Ann. des ponts et chaussées 1887, II, S. 704.

Barkhausen. Über einige neuere englische Seeschleusen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1888, S. 419.

Tolkmitt. Untersuchungen über das Zuschlagen der Schleusenthore im strömenden Wasser. Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 409.

Ruprecht. Untersuchungen über das Zuschlagen der Schleusenthore im strömenden Wasser. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 577.

Janssen. Neuerungen an Schiffahrtsschleusen. Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 255; siehe auch: Le Génie civil 1889 vom 22. Juni.

Brennecke. Die Entwickelung der Schleusenthore in der Neuzeit. Deutsche Bauz. 1891, S. 446, 455.*)

De Lagréné. Cours de navigation intérieure. Paris 1869 bis 1873.

Franzius und Sonne. Der Wasserbau. Handbuch der Ingenieurwissenschaften, III. Band. Leipzig 1884.

Franzius. Der Wasserbau. Berlin 1890.

2. Einzelne Bauten.

Schleuse am Bahnhofshafen zu Leer. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1863, S. 262.

Die Schleusenthore am Seehafen zu Geestemünde. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1865, S. 226.

Hefs. Bemerkungen über die neuen belgischen und französischen Konstruktionen der Kanal-Schleusenthore. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1866, S. 309.

Die Hafenanlage zu Brake. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1868, S. 145.

Frühling. Der Neubau der Weserschleuse bei Hameln. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1873, S. 355.

Mohr. Beschläge, Gegengewichte und Drehschütze an den Thoren der Pinnower Schleuse. Zeitschr. f. Bauw. 1878, S. 369.

Bouton. Note sur l'appareil hydraulique des portes d'écluse du bassin à flot de Bordeaux. Ann. des ponts et chaussées 1881, I, S. 540.

*) Bemerkung. Der Verfasser obiger Abhandlung teilt über Fig. 68, S. 59 folgendes mit: Der eine Teil meines Stemmlagers ist keine Kugelkalotte, wie es nach Fig. 68 scheint, sondern beide Teile haben Cylinderflächen, die aber so zu einander stehen, dafs die Axe der einen senkrecht, die der anderen wagerecht liegt. Ein Kugellager würde allerdings denselben Zweck erfüllen; die Cylinder sind der einfacheren Herstellung wegen gewählt. Die Figur stimmt mit der in der Abhandlung gegebenen überein; bei dieser ist aber die rechte Seite des wagerechten Schnittes mit der linken Seite verwechselt.

Notice sur les portes de l'écluse d'Ablon. Ann. des ponts et chaussées 1882, I, S. 644.
Die eisernen Schleusenthore in der Seine bei Ablon. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1883, S. 305.
Neue Schleuse und Hafeneinfahrt in Harburg. Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 100.
Mémoire sur les nouvelles portes en tôle de l'écluse des Transatlantiques. Ann. des ponts et chaussées 1887, II, S. 411.
v. Horn. Neue eiserne Thore für die Schleuse der transatlantischen Dampfer zu Havre. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 743.
Notice sur la construction du canal de Lens à la Deule. Ann. des ponts et chaussées 1887, II, S. 25.
Reconstruction des écluses du Canal St. Denis. Ann. des ponts et chaussées 1886, I, S. 730.
The Barry Docks at Cardiff. Engineering 1888, II, S. 268.
Notice sur le bassin Bellot au pont du Havre. Ann. des ponts et chaussées 1889, I, S. 5 u. 43.
Wolffram. Der Hafenerweiterungs-, Schleusen- und Kanalbau bei Oberlahnstein. Zeitschr. f. Bauw. 1886, S. 503.
Cramer. Die Hafenanlage bei Oppeln. Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 375.
Die Schützvorrichtungen der Stadtschleuse in Bromberg. Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 53.
Mohr. Der Oder-Spree-Kanal und seine Bauten. Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 369 u. 431.
Rechtern und Arnold. Der Bau der zweiten Hafeneinfahrt zu Wilhelmshaven. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1891, S. 349.
Notice sur le canal du Havre à Tancarville. Ann. des ponts et chaussées 1892, I, S. 633. — Nouv. ann. de la constr. 1887.
Lieckfeldt. Die Widerstände bei der Bewegung der Drehschützen und Drosselklappen. Zeitschr. f. Bauw. 1892, S. 385.

Druck von Rud. Bechtold & Comp., Wiesbaden.

Strafsenbau.

Als Ergänzung
des ersten Bandes des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften
Kapitel VI

bearbeitet von

Leo von Willmann,
Professor an der technischen Hochschule zu Darmstadt.

Mit 21 Textfiguren.

Leipzig.
Verlag von Wilhelm Engelmann.
1895.

Vorwort.

Wenngleich beim Strafsenbau die in den letzten 15 Jahren gemachten Fortschritte nicht in dem Mafse in die Augen fallen, wie bei den meisten anderen technischen Fächern, so sind, wie dies die nachstehenden Mitteilungen zeigen, doch eine Reihe von Neuerungen und Erfahrungsergebnissen zu verzeichnen, die namentlich in der immer umfangreicher werdenden Zeitschriften-Litteratur zerstreut und nicht Jedem zugänglich sind; ihre Zusammenstellung dürfte somit Manchem willkommen sein.

In der nachstehenden Bearbeitung darf nicht die Vollständigkeit und Ausführlichkeit eines Lehrbuches gesucht werden. Es wurde nur in möglichst übersichtlicher Weise der vorhandene Stoff derart gegliedert und angeordnet, dafs die wichtigeren Gegenstände eine zusammenhängende Erörterung fanden, während die zugehörigen litterarischen Erscheinungen in chronologischer Reihenfolge zusammengestellt und kurz besprochen wurden; da, wo es angezeigt erschien, wurde einigen der Litteraturbesprechungen ein kurzer zusammenfassender Überblick vorausgeschickt.

Zu freundlichem Danke für Mitteilungen aus der Praxis sind wir Herrn Landesbaurat Voiges in Wiesbaden, sowie Herrn Ingenieur E. Willenz in Mainz besonders verpflichtet.

Darmstadt, im Juli 1895.

Leo von Willmann. Sonne.

Inhalt.

I. Landstrafsen.

Seite

B. Strafsenfahrbahnen.

Seite

F. Litteratur, verschiedene Gegenstände betreffend.

I. Landstrafsen.

Einleitung.

Die Entwickelung des Eisenbahnwesens hat es nicht vermocht den Strafsenverkehr zu vermindern, der Verkehr auf den Landstrafsen der meisten Länder ist trotz aller Eisenbahnen stets gewachsen[1]) und wenn auch Ansichten laut geworden sind, die statt neuer Chausseebauten Tertiärbahnen befürworten[2]), so wird in den meisten Fällen, wo eine Tertiärbahn rentabel erscheint, auch noch daneben eine Landstrafse erforderlich werden, da das Fahren auf den Bahnen stets an bestimmte Stunden bindet und bei stärkerem Verkehr die Freiheit der Bewegung nicht in solcher Weise beschränkt werden darf, abgesehen davon, dafs die freie Bewegung auf der Landstrafse für den Einzelnen ohne Kosten geschehen kann, weil man immer mehr dazu neigt, die Chausseegelder abzuschaffen und die Strafsen frei zu geben.[3])

Nur die Art des Verkehrs auf den Landstrafsen ist eine andere geworden; die schweren und weit zu befördernden Lasten werden der Eisenbahn überwiesen; hierdurch ist das Gewicht der einzelnen die Landstrafsen befahrenden Wagen zurückgegangen und die Radlasten haben sich vermindert, während die Geschwindigkeit der Fuhrwerke im Durchschnitt gröfser geworden ist. Immer mehr aber gewinnen die Landstrafsen an Bedeutung als Zufahrtsstrecken zu den Eisenbahnlinien und als Verbindungswege der einzelnen Ortschaften untereinander.

Diesen kurz zusammengefafsten Gesichtspunkten entsprechend bestehen die Fortschritte des Landstrafsenbaues im letzten Decennium im wesentlichen:

1. in einer möglichst rationellen Ausbildung der Tracierung,
2. in einigen konstruktiven Neuerungen,
3. in einer wissenschaftlichen Beobachtung des Verhaltens der Strafsenbaumaterialien in ihrer Abnutzungsweise und Abnutzungsdauer im Verhältnis zur Verkehrsgröfse und anderen Einflüssen und den daraus abzuleitenden Wertziffern,

---

[1]) Vergl.: Die Rolle der Landstrafsen im Verkehrsleben in statistischer Beleuchtung. Nach Zeitschr. f. Eisenb. u. Dampfschiffahrt in der Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 275. — Die Bedeutung der Landstrafsen für unsere Zeit. Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1889, S. 202. — Wegebau. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 251. — Der Wert guter Landstrafsen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 80.

[2]) Über Anlage- und Erhaltungskosten von Chausseen und Tertiärbahnen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1882, S. 263.

[3]) Über Bezollung der Kunststrafsen. Wochenbl. f. Bauk. 1886, S. 177.

4. in der Beschaffung einer sorgfältigen Strafsenunterhaltung, sowohl in Bezug auf die Organisation, als auch bezüglich der Ausführung derselben.

Diese vier Fragen, die mehr oder weniger in engstem Zusammenhange mit der Ökonomie der Strafsen stehen, sollen näher erörtert und besprochen werden.

Neuere selbständige Werke.

J. Bavier. Die Strafsen der Schweiz. Zürich 1878.

Dr. J. zur Nieden. Der Bau der Strafsen und Eisenbahnen. Berlin 1878.

J. F. Baer. Chronik über Strafsenbau und Strafsenverkehr in dem Grofsherzogtum Baden. Berlin 1878.

E. Müller. Der Chausseebau und seine Hülfswissenschaften. Jena 1881.

R. Krüger. Handbuch des gesamten Strafsenbaues, besonders in Städten. Jena 1881.

G. Osthoff. Der Wege- und Strafsenbau in seinem ganzen Umfange. Leipzig 1882.

O. H. Schultze. Zum Chaussee-Bau. Guben 1883.

Chr. Petrlik. Das Walzen der Strafsen als Mittel zur Erzielung von Ersparnissen bei ihrer Erhaltung. Prag 1883.

Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, Band I, Abt. I (2. Aufl.), Kapitel VI: Der Strafsenbau von F. Laissle. Leipzig 1884.

Waterbouwkunde door N. H. Henket, Ch. M. Schols en J. M. Telders met medewerking van verschillende ingenieurs. Vierde Deel, Afd. XV: Wegen, door A. Fock, C. J. van Doorn, N. H. Henket. 'sGravenhage 1885.

Ein umfassendes Werk, das in fünf Hauptabschnitte eingeteilt ist. Der I. Abschnitt bespricht das Tracieren, die geodätischen, geologischen, hydrometrischen und meteorologischen Aufnahmen und Beobachtungen, die Ausarbeitung der Entwürfe und Pläne, die Kostenvoranschläge, die Enteignung, die Vergebung und Beaufsichtigung der Arbeiten und den gesamten Erdbau. — Der II. Abschnitt behandelt die Fahrzeuge, die Arbeit der Zugtiere und die Zugwiderstände. — Der III. Abschnitt erörtert die verschiedenen Strafsenbefestigungs- und Pflasterarten, sowie die maschinellen Hilfsmittel, die Steinbrechmaschinen und Walzen. — Der IV. Abschnitt beschäftigt sich mit den Entwässerungsanlagen und Kunstbauten, während der V. Abschnitt die Unterhaltung und Reinigung der Strafsen eingehend erörtert.

Ernst Mach. Die gewalzte Strafse, ihr Bau und ihre Erhaltung. Brünn 1885.

Die Grossherzoglich Badischen Haupt-Nivellements mit den Anschlüssen an die Nachbarstrafsen. Karlsruhe 1885.

W. Launhardt. Theorie des Tracierens, I. Heft, 2. Aufl. Hannover 1887.

J. Baer. Das Strafsenbauwesen in dem Grofsherzogtum Baden. Karlsruhe 1890.

Nach Besprechung der älteren das Strafsenbauwesen betreffenden Gesetze wird das Strafsengesetz vom 14. Juni 1884 nebst der Vollzugsverordnung besprochen und wörtlich mitgeteilt. Durch dasselbe werden die Strafsen in 3 Klassen geteilt: „Landstrafsen", „Kreisstrafsen" und „Gemeindewege". Ein Teil der früheren Landstrafsen ist ausgeschieden und den Kreisen überwiesen worden, sodafs von 3982,5 km nur 3049,8 km übrig bleiben. Mit Zustimmung der Kreise können denselben weitere Landstrafsen gegen entsprechende Vergütung zur Unterhaltung überlassen werden. Auch die Gemeinden werden zur Bestreitung der Unterhaltungskosten der Land- und Kreisstrafsen je nach ihrer Leistungsfähigkeit und je nach ihrem Anteil an der Nutzniefsung derselben herangezogen. Im 2. und 3. Abschnitt werden die Grundsätze für die Ausführung der Strafsenneubauten, das Unterhaltungssystem, der Unterhaltungsaufwand, der Materialbedarf und die Materialprüfung eingehend erörtert, während der 4. und 5. Abschnitt die Unterhaltung und Verbesserung der Kreisstrafsen und Kreisgemeindewege zuerst allgemein, dann für jeden der 11 Kreise gesondert behandeln. Der 6. Abschnitt ist der Verwaltung gewidmet. Zur Beaufsichtigung der Unterhaltungsarbeiten werden Strafsenmeister — zur Zeit 86 mit 6 Gehilfen — verwendet. Früher überwachten dieselben nur die Landstrafsen, seit 1878 jedoch sind ihnen auch die Kreisstrafsen und Gemeindewege unterstellt. Die wörtlich mitgeteilte Dienstanweisung giebt ein klares Bild des Unterhaltungsbetriebes. Der

7. Abschnitt endlich bespricht die Strafseneisenbahnen verschiedener Länder und es wird nach den vielseitigen Erfahrungen empfohlen, ihre Anlage und Beaufsichtigung den Kreisbehörden bezw. den Gemeinden zu übertragen.

Handbuch der Baukunde, Berlin 1892, Abt. III, Heft IV, S. 80–240: Der Strafsenbau von Nessenius.
Diese Bearbeitung behandelt: 1. die geschichtliche Entwickelung der Strafsen, 2. die Strafsenfuhrwerke, 3. die Zugtiere, 4. das Strafsenbaumaterial, 5. die Tracierung, 6. den Neubau, 7. die Walzung der Strafsen, 8. die Unterhaltung, und 9. den Umbau mit der Entwässerung und den Nebenanlagen.

Verwaltungsbericht der Königl. württembergischen Ministerial-Abteilung für den Strafsen- und Wasserbau für die Rechnungsjahre vom 1. Februar 1891/92 und 1892/93. I. Abt.: Strafsenbauwesen. Stuttgart 1894.
Dieser höchst beachtenswerte Bericht enthält aufser der üblichen Besprechung der Strafsenneubauten und Korrektionen, der Strafsen-Unterhaltung und -Verwaltung, der statistischen Übersichten über den Verkehr und den Unterhaltungsaufwand noch eine Darlegung des Betriebs und der finanziellen Lage des Königl. Basaltwerkes Urach, sowie eine Zusammenstellung der Ergebnisse der mikroskopischen Untersuchungen der wichtigeren ungeschichteten, zur Strafsenunterhaltung verwendeten Gesteinsarten und der Versuche zur Feststellung des relativen Wertes der Gesteinsarten und der zweckmäfsigsten Verwendung derselben für die Unterhaltung der Strafsen. Auch werden die erteilten Konzessionen für Strafsenbahnen mit Pferde- und Lokomotivbetrieb, sowie für elektrische Beleuchtungs- und Kraftübertragungsanlagen mitgeteilt.

F. Loewe. Strafsenbaukunde. Wiesbaden 1895.
Das Werk ist in erster Linie als Lehrbuch für Studierende geschrieben und behandelt den Entwurf, den Bau und die Unterhaltung von Wegen und Strafsen mit Einschlufs der wichtigsten Abschnitte aus der Boden-, Fuhrwerks- und Brückenbaukunde. Von der Besprechung der Anlage städtischer Strafsen und Plätze ist abgesehen worden, während jedoch die verschiedenen Befestigungsarten der Strafsenoberfläche volle Berücksichtigung finden. Es gliedert sich in 5 Hauptabschnitte: I. Bodenkunde. — II. Fuhrwerkskunde: Strafsenfuhrwerke, Bewegungswiderstände, Leistung der Zugtiere. — III. Entwurf der Strafsen: Grundsätze und Regeln für die Linienführung (Tracierung) der Strafsen, Bearbeitung des Strafsenentwurfes nebst Kostenanschlägen. — IV. Bau der Strafsen: Unterbau, Dämme und Einschnitte, Böschungen, Gräben und Rinnen, Kunstbauten, Brücken, Durchlässe, Stütz- und Futtermauern, Oberbau der Strafsen, Fahrbahnen, Schotterstrafsen, Steinpflasterstrafsen, Cement- und Asphaltstrafsen, Holzpflasterstrafsen, Eisenpflaster, Sommer- und Fufswege, Strafsenkreuzungen, Gütebestimmung und Wertziffern der Strafsenbaumaterialien, Nebenanlagen der Strafsen. — V. Unterhaltung der Strafsen: Strafsenreinigung, Kehrmaschinen, Sprengwagen, Beseitigung von Eis und Schnee, Wiederersatz der abgenutzten Fahrbahnteile, Unterhaltung der Sommerwege, Bermen, Böschungen, der Kunstbauten und Nebenanlagen.

A. Die Strafsentrace.

Nach Launhardt[4]) ist es kennzeichnend für die Gesamtentwickelung des Transportwesens, dafs eine fortwährende Zunahme der für den einzelnen Transportfall vorbereitenden Arbeit stattfindet, um dadurch die für die einzelne Nutzung erforderliche ausführende Arbeit zu vermindern.

Es ist dies gleichbedeutend mit der Herabminderung der Betriebskosten und man wird daher, um wirtschaftlich zu verfahren, bei Feststellung der Lage und Richtung eines Verkehrsweges bestrebt sein müssen, die Kosten für die Transporteinheit[5]), welche

---

[4]) W. Launhardt. Theorie des Tracierens. Heft I: Die kommerzielle Tracierung. Hannover, Schmorl & v. Seefeld, 1887, S. 7.

[5]) Unter der Transporteinheit ist das Tonnenkilometer oder das Personenkilometer zu verstehen.

eine Funktion der Jahreszinsen des Anlagekapitals, der jährlichen Verkehrsmenge und der Betriebskosten sind, zu einem Minimum zu machen.

Gilt dies ganz allgemein, so gilt es vom volkswirtschaftlichen Standpunkte auch für die jedermann zur Benutzung freistehenden, vom Staate oder von der Gemeinde herzustellenden und zu unterhaltenden Strafsen und die von Launhardt allgemein auf obiger Grundlage abgeleiteten Sätze: „vom Marktgebiet“[6]), „von der Zugangsfront“[7]), „vom Anschlusse“[8]) und „vom Knotenpunkte“[9]) sind für die kommerzielle Tracierung eines ganzen Strafsennetzes oder eines Strafsenzuges in der Ebene von der gröfsten Wichtigkeit.

Bei Strafsen im Hügellande jedoch, sowie bei Gebirgsstrafsen, also im allgemeinen bei allen Strafsen, die stärkere Gefällswechsel aufweisen, kommt noch die Rücksicht auf die Anstrengung der Zugtiere hinzu. Es kann hier u. a. der Fall eintreten, dafs eine kürzere und vom technischen Standpunkte scheinbar bessere Strafsentrace sich als ungünstiger für den Verkehr erweist, als eine andere, die geringere Steigungen und daher eine gröfsere Länge besitzt oder deren Trace geringere Anlagekosten bedingt. Auch kann in der einen Fahrrichtung die eine, in der anderen die andere der in Frage kommenden Tracen Vorteile oder Nachteile zeigen, die ziffermäfsig festzustellen und gegeneinander abzuwägen sind.

Auch mit dieser Frage hat sich Launhardt eingehend beschäftigt; ferner sind von den französischen Ingenieuren Favier, Durand-Claye und Léchalas Methoden zur Beantwortung derselben aufgestellt worden, die beachtenswert erscheinen und im Folgenden mit derjenigen des Erstgenannten kurz dargelegt werden sollen, um dann an einem Beispiel erläutert und miteinander verglichen zu werden.

a. Berechnungsweise von Launhardt.

Bereits im Jahre 1867 hatte Launhardt die erforderlichen Formeln entwickelt[10]) und die Anwendung derselben auf die Ermittelung der vorteilhafteren zweier Tracen für das Längenprofil der Chaussee von Göttingen zum Dorfe Waake gezeigt, indem er die Transportkosten der einzelnen steigenden oder fallenden Strecken für beide Tracen berechnete und die betreffenden Summen miteinander verglich. Seine Berechnungsweise, die er später vervollständigte und zum Teil vereinfachte[11]), geht von der bekannten Maschek'schen Formel

$$Z = z\left(3 - \frac{v}{c} - \frac{\tau}{t}\right)$$

aus, in welcher zur Erlangung eines relativen Maximums bei der Forderung einer vom Mittelwert z abweichenden Zugkraft Z die Verhältnisse der Geschwindigkeiten $\frac{v}{c}$ und der Arbeitszeiten $\frac{\tau}{t}$ einander gleich gesetzt werden, sodafs nunmehr

$$Z = z\left(3 - 2\,\frac{v}{c}\right).$$

[6]) W. Launhardt a. a. O. § 14, S. 15.

[7]) A. a. O. S. 21.

[8]) A. a. O. § 7, S. 31.

[9]) A. a. O. § 8, S. 35.

[10]) W. Launhardt. Über die zweckmäfsigsten Steigungsverhältnisse der Chausseen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1867, S. 198.

[11]) W. Launhardt. Die Steigungsverhältnisse der Strafsen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1880, S. 345.

Durch Gleichsetzen dieses Wertes für die Zugkraft mit der auf ansteigender Strafse sich ergebenden Zugkraft erhält man für die Geschwindigkeit den Ausdruck

$$v = \frac{c}{2}\left(3 - \frac{Q + Q_0}{z}(w \pm i)\right),$$

worin Q die Nutzladung, Q_0 das Gewicht des Wagens und Pferdes, w den Widerstandskoefficienten, i das relative Gefälle, z die mittlere Zugkraft und c die mittlere Geschwindigkeit bedeuten und das positive Zeichen für die Bergfahrt, das negative für die Thalfahrt gilt, so lange noch Zugkraft aufzuwenden ist. Wird ferner $\frac{Q}{z} = q$ und $\frac{Q_0}{z} = q_0$ gesetzt, so ist

$$v = \frac{c}{2}\left(3 - (q + q_0)(w \pm i)\right) \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 1.$$

Für steiler fallende Strecken, auf denen die Pferde das Fuhrwerk zurückhalten müssen, wird z, also auch q und q_0 negativ, sodafs

$$v = \frac{c}{2}\left(3 + (q + q_0)(w - i)\right) \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 2.$$

Die Transportkosten erhält man, wenn die mittlere Zugkraft eines Pferdes zu $z = 75$ kg, die mittlere Geschwindigkeit $c = 1{,}25$ m und die mittlere tägliche Arbeitszeit $t = 8 . 60 . 60$ Sek. angenommen und mit a die Kosten des Fuhrwerks für jeden Kopf der Bespannung in Mark ausgedrückt werden, zu

$$K = \frac{3\,a}{8\,q\left(\frac{v}{c}\right)^2} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 3.$$

für das Tonnenkilometer.

Durch Einsetzen der entsprechenden Geschwindigkeit v aus Gl. 1 oder 2 berechnen sich die Transportkosten für die Bergfahrt, für die Thalfahrt, für die Berg- und Thalfahrt und für die Leerfahrt, bei welch letzterer $q = 0$ zu setzen ist, und für jeden dieser Fälle lassen sich die vorteilhaftesten Werte der Nutzladung als „Normalladungen", sowie diejenigen der Steigungsverhältnisse als „Normalsteigungen" ableiten.

Tabelle I. **Virtuelle Längen λ der Strafsen nach Launhardt.**

Orographische Lage der Strafse.	Nutzladung q	bei relativen Gefällen i =										
		0	0,005	0,010	0,015	0,020	0,025	0,030	0,035	0,040	0,045	0,050
A. Bergfahrt.												
Ebene	35	1,00	1,29	1,72	2,60	4,60	—	—	—	—	—	—
Flachland . .	26	1,08	1,24	1,48	1,82	2,37	3,31	5,09	—	—	—	—
Hügelland . .	19	1,29	1,40	1,55	1,76	2,04	2,49	3,03	3,94	—	—	—
Gebirge . . .	14	1,61	1,70	1,82	1,97	2,16	2,42	2,75	3,24	3,89	4,79	6,09
B. Thalfahrt.												
Ebene	35	1,00	0,83	0,73	0,66	0,61	0,60	—	—	—	—	—
Flachland . .	26	1,08	0,97	0,89	0,84	0,80	0,77	0,76	—	—	—	—
Hügelland . .	19	1,29	1,20	1,14	1,10	1,07	1,05	1,04	1,11	—	—	—
Gebirge . . .	14	1,61	1,54	1,48	1,44	1,42	1,41	1,41	1,50	1,61	1,73	1,86

Zur Vergleichung konkurrierender Strafsenlinien wären nun aufser den Zinsen des Anlagekapitals und aufser den Unterhaltungskosten die Transportkosten nach obiger Angabe für jede Strecke der in Frage kommenden Linie zu berechnen und zu summieren. Da jede Linie oder Trace aus mehreren fallenden und steigenden Strecken zu

bestehen pflegt, so erscheint die Art der Berechnung etwas langwierig. Dieselbe wird jedoch wesentlich vereinfacht durch Benutzung der von Launhardt berechneten Tabelle der „virtuellen Längen der Strafsen“ (s. Tabelle I), in welcher für die verschiedenen Normalladungen und für verschiedene Steigungsverhältnisse die Kosten für das Tonnenkilometer als Vielfaches der = 1 gesetzten Kosten für 1 Tonnenkilometer auf der Horizontalen erscheinen. Ist z. B. die Steigung einer Strecke gleich 0,01, so ergiebt die Tabelle I für die Bergfahrt und für eine Nutzladung $q = 26$ die virtuelle Länge $\lambda = 1{,}48$ für ein Tonnenkilometer, also für eine Länge von l Kilometer und für jährlich zu befördernde T Tonnen für die Bergfahrt: $k_1 = 1{,}48\ l\ T$, für die Thalfahrt: $k_2 = 0{,}8\ l\ T$.

Da die Kosten für das Tonnenkilometer auf der Horizontalen nach Launhardt mit 0,1155 M. angesetzt werden können, so sind die Gesamttransportkosten dieser Strecke

$$K = 0{,}1155\ (k_1 + k_2) = 0{,}1155\ .\ l\ T\ (0{,}8 + 1{,}48)\ \text{Mark.}$$

Die kilometrischen Unterhaltungskosten setzt Launhardt bei einem Jahresverkehr von T Tonnen im Mittel zu

$$U = (100 + 0{,}1\ T)\ \text{Mark}^{12)} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 4.$$

b. Berechnungsweise von Favier und Durand-Claye.

Von anderen Voraussetzungen ausgehend, hat der französische Generalinspektor Favier[13]) gesucht, die einer Wegtrace gleichwertige Gesamtlänge in der Horizontalen zu bestimmen, also ebenfalls eine virtuelle Länge, die, mit dem Transportpreise der Transporteinheit und mit der jährlichen Frachtmenge multipliziert, die jährlichen Transportkosten ergiebt, welche zur Vergleichung konkurrierender Strafsen dienen können. Nach Durand-Claye[14]) stehen jedoch gewisse Voraussetzungen, die den von Favier berechneten Tabellen zu Grunde liegen, im Widerspruch mit der Wirklichkeit, indem derselbe die Zahl der Zugtiere auf jeder Steigung wechseln läfst, um ihre Anstrengung und Geschwindigkeit konstant zu erhalten.

Durand-Claye selbst dagegen leitet, aus der Gleichsetzung der Arbeit eines Zugtieres auf horizontaler Strecke mit derjenigen auf ansteigender oder fallender Wegstrecke, die der ganzen Wegtrace gleichwertige horizontale Länge ab.

Bezeichnet P die Nutzladung mit dem Wagengewicht, p das Pferdegewicht, so ist, unter Beibehaltung der früheren Bezeichnungen für die übrigen Werte, die Zugkraft

$$Z = w\,P \pm (P + p)\,i,$$

wobei die Grenze des relativen Gefälles für im Fall liegende Strecken sich ergiebt:

$$i \geq \frac{P}{P + p}\ w,$$

wenn angenommen wird, dafs für einen absolut gröfseren Wert von i die Bremsen die Arbeit übernehmen, sodafs Z nicht negativ, sondern = 0 wird.

Für die Gewichtseinheit ist die aufgewendete Arbeit auf der ganzen Wegstrecke, wenn mit $l, l', l'' \ldots$ die Einzelstrecken und mit $i, i', i'' \ldots$ die Gefälle derselben bezeichnet werden:

---

[12]) Die übrigen hier nicht in Betracht kommenden, jedoch grundlegenden Untersuchungen Launhardts in derselben Abhandlung beziehen sich auf die zweckmäfsigsten Steigungsverhältnisse, auf das verlorene Gefälle, auf den Personenverkehr und den Pferdeeisenbahnbetrieb.

[13]) Favier. Essai sur les lois du mouvement de traction.

[14]) Durand-Claye. Sur la méthode à suivre pour le choix entre divers tracés proposés pour une même route. Ann. des ponts et chaussées 1871, I, S. 439.

$$A = \frac{Z}{p}[l + l' + l'' + \ldots] = w[l + l' + l'' + \ldots] + \left(1 + \frac{p}{P}\right)[\pm l\,i \pm l'\,i' \ldots]$$

oder da $[l + l' + l'' + \ldots] = L$, gleich der Gesamtlänge der Wegtrace, und $[\pm i\,l \pm i'\,l' + \ldots] = \pm H$, gleich dem Höhenunterschiede der Endpunkte des Weges sind, wobei H positiv oder negativ werden kann, so wird

$$A = \frac{Z}{P} L = w\,L + \left(1 + \frac{p}{P}\right) H.$$

Setzt man $\frac{P}{p} = C$ und berücksichtigt die Anstrengung des Pferdes für die eigene Fortbewegung, so ist, wenn w_0 den betreffenden Widerstandskoefficient ausdrückt:

$$\mathfrak{A} = A + \frac{w_0}{C} L = \left(\frac{w_0}{C} + w\right) L + \left(1 + \frac{1}{C}\right) H \quad \ldots \ldots \quad 5.$$

Soll dieselbe Arbeit $\mathfrak{A}$ auf horizontaler Strecke von der Länge λ geleistet werden, so mufs bei gleichem Pferde das Wagengewicht sich ändern, also:

$$\mathfrak{A} = \left(w_0 \frac{p}{P_0} + w\right) \lambda,$$

woraus

$$\lambda = \frac{1}{w_0 \frac{p}{P_0} + w} \mathfrak{A} = n\,\mathfrak{A} \quad \ldots \ldots \quad 6.$$

Das Verhältnis des Wagen- und Ladegewichts zum Pferdegewicht, also die Gröfse C, bestimmt Durand-Claye dadurch, dafs er für die verschiedenen Steigungen i eine Maximalzugkraft

$$M\,p = Z_{max} = w\,P + (P + p)\,i$$

so festsetzt, dafs

$$C = \frac{P}{p} = \frac{M - i}{w + i} \quad \ldots \ldots \quad 7.$$

wird und von den verschiedenen, sich ergebenden C das kleinste annimmt. Für M findet sich die Formel:

$$M = \frac{1 - \sqrt{0{,}023\,l}}{3} \quad \ldots \ldots \quad 8.$$

Durand-Claye hat die Gröfsen M für verschiedene l von 100 zu 100 m wachsend in der Tabelle II zusammengestellt.

Tabelle II. **Gröfse von M nach Durand-Claye.**

Länge in m l	M	Länge in m l	M	Länge in m l	M	Länge in m l	M	Länge in m l	M
000	0,333	1200	0,278	2400	0,253	3600	0,236	4800	0,222
100	0,317	1300	0,276	2500	0,252	3700	0,235	4900	0,220
200	0,311	1400	0,273	2600	0,250	3800	0,234	5000	0,219
300	0,306	1500	0,271	2700	0,249	3900	0,232		immer um $^1/_{1000}$ abnehmend bis
400	0,301	1600	0,269	2800	0,247	4000	0,231		
500	0,297	1700	0,267	2900	0,246	4100	0,230		
600	0,293	1800	0,264	3000	0,244	4200	0,229		
700	0,291	1900	0,262	3100	0,243	4300	0,227	10800 und darüber	0,167
800	0,288	2000	0,260	3200	0,242	4400	0,226		
900	0,286	2100	0,258	3300	0,240	4500	0,225		
1000	0,283	2200	0,257	3400	0,239	4600	0,224		
1100	0,280	2300	0,255	3500	0,237	4700	0,223		

Für die im Fall liegenden Strecken berechnet derselbe den Grenzwert:

$$i = \frac{C}{1 + C} w \quad \ldots \ldots \quad 9.$$

und setzt dieses „ideale Gefälle“ für die im Fall liegenden Teilstrecken an Stelle der wirklich vorhandenen ein, sobald diese letzteren dasselbe überschreiten. Mit den so „berichtigten“ Gefällen wird die Höhe H berechnet und endlich die Arbeit $\mathfrak{A}$ nach Formel 5, woraus sich die der Wegtrace gleichwertige horizontale Länge λ nach Gl. 6 ergiebt. Für die vorkommenden Koefficienten werden folgende Werte abgeleitet:

$$w = 0{,}03;\quad w_0 = 0{,}143;\quad n = 18 \qquad 10.$$

In einer späteren Arbeit[15]) ergänzt Durand-Claye seine Methode für verschiedene Gangarten der Zugtiere, indem er eine allgemeine Formel für die Normalgeschwindigkeit v ableitet, bei welcher die Anstrengung der Pferde eine gleichmäfsige bleiben soll, welche Abweichungen auch das Längenprofil einer Strafse aufweisen möge; für die Gangart des Schrittes und des Trabes werden sodann Koefficienten eingeführt, welche aus den Beobachtungen verschiedener Forscher abgeleitet sind.

Ist Fp die Gesamtanstrengung, die man einem Pferde regelmäfsig jeden Tag zumuten kann, und bedeutet t die Zeitdauer der täglichen Arbeit, so wird die spezifische gleichmäfsige Normalanstrengung für die Einheit der Zeit sich durch $\frac{Fp}{t}$ ausdrücken. Ist ferner, wie in den obigen Darlegungen, Zp die spezifische Zuganstrengung in einem gegebenen Moment, $w_0 p$ die Anstrengung für die eigene Fortbewegung, so mufs die Geschwindigkeit v in jedem Moment so geregelt werden, dafs

$$(Zp + w_0 p)\, v = \frac{Fp}{t},$$

woraus:

$$v = \frac{F}{t\,(Z + w_0)} \qquad 11.$$

Für F findet Durand-Claye unter Benutzung der Beobachtungen von Tredgold:

$$F = 10000 \text{ kg}.$$

Für die Gangart des Schrittes ergiebt sich ferner, wenn $t = 10$ Stunden $= 36000$ Sek., $w = 0{,}03$, $w_0 = 0{,}143$ gesetzt werden:

$$v = \frac{1}{3{,}6\,(0{,}143 + Z)} \qquad 12.$$

worin:

$$Z = 0{,}03\,C + (1 + C)\,i \qquad 13.$$

und C und i die in den Gleichungen 7 und 9 festgesetzten Grenzwerte besitzen.

Für die Gangart des Trabes ergeben sich nach Beobachtungen von Schwilgué[16]) $C = 2$, $t = 10800$ Sek., $w_0 = 0{,}218$ und damit:

$$v = \frac{1}{0{,}3 + 3{,}24\,i} \qquad 14.$$

so lange $i \leq 0{,}02$. Bei gröfserem Gefälle i ist für die Thalfahrt $i = 0{,}02$ beizubehalten, für die Bergfahrt dagegen die Geschwindigkeit v nach der Formel

$$v = \frac{1}{0{,}731 + 10{,}8\,i} \qquad 15.$$

zu berechnen. Die gleichwertige horizontale Länge λ ergiebt sich, wenn mit v_0 die Normalgeschwindigkeit in der Ebene bezeichnet wird, aus der Beziehung:

$$\frac{\lambda}{v_0} = \frac{l}{v} + \frac{l'}{v'} + \frac{l''}{v''} + \ldots$$

oder:

$$\lambda = \frac{v_0}{v}\,l + \frac{v_0}{v'}\,l' + \frac{v_0}{v''}\,l'' + \ldots \qquad 16.$$

---

[15]) Léon Durand-Claye. Étude sur la valeur comparative des tracés de routes au point de vue des transports rapides. Ann. des ponts et chaussées 1884, II, S. 260.

[16]) Ann. des ponts et chaussées 1832, II, S. 233.

In Tabelle III hat Durand-Claye die Normalwerte für Trab von v, $\frac{1}{v}$ und $\frac{v_0}{v}$ für Steigungen von — 0,06 bis + 0,06 zusammengestellt. Diese Tabelle ermöglicht eine rasche und leichte Berechnung der einer Wegstrecke gleichwertigen horizontalen Länge λ, sowie die Ermittelung der Zeitdauer für die Durchfahrung eines Strafsenzuges im Trab.

Tabelle III. **Geschwindigkeit für Trab nach Durand-Claye.**

Relatives Gefälle i	für Bergfahrt			für Thalfahrt			Relatives Gefälle i	für Bergfahrt			für Thalfahrt		
	v	$\frac{1}{v}$	$\frac{v_0}{v}$	v	$\frac{1}{v}$	$\frac{v_0}{v}$		v	$\frac{1}{v}$	$\frac{v_0}{v}$	v	$\frac{1}{v}$	$\frac{v_0}{v}$
0,000	3,333	0,300	1,000	3,333	0,300	1,000	0,021	2,562	0,390	1,301			
0,001	3,298	0,303	1,011	3,370	0,297	0,989	0,022	2,382	0,420	1,399			
0,002	3,263	0,306	1,022	3,407	0,294	0,978	0,023	2,203	0,454	1,510			
0,003	3,229	0,310	1,032	3,445	0,290	0,968	0,024	2,024	0,494	1,647			
0,004	3,195	0,313	1,043	3,484	0,287	0,957	0,025	1,845	0,542	1,811			
0,005	3,163	0,316	1,054	3,524	0,284	0,946	0,026	1,665	0,601	2,002			
0,006	3,131	0,319	1,065	3,564	0,280	0,935	0,028	1,307	0,765	2,550			
0,007	3,099	0,323	1,076	3,606	0,277	0,924	0,030	0,948	1,055	3,517			
0,008	3,068	0,326	1,086	3,648	0,274	0,914	0,032	0,929	1,077	3,589			
0,009	3,038	0,329	1,097	3,692	0,271	0,903	0,034	0,911	1,098	3,661			
0,010	3,008	0,332	1,108	3,737	0,268	0,892	0,036	0,893	1,120	3,733			
0,011	2,979	0,336	1,119	3,783	0,264	0,881	0,038	0,876	1,141	3,805	4,252	0,235	0,784
0,012	2,951	0,339	1,129	3,832	0,261	0,870	0,040	0,860	1,163	3,877			
0,013	2,923	0,342	1,140	3,878	0,258	0,859	0,042	0,844	1,185	3,949			
0,014	2,896	0,345	1,151	3,926	0,255	0,849	0,044	0,829	1,206	4,021			
0,015	2,869	0,349	1,162	3,978	0,251	0,838	0,046	0,814	1,228	4,093			
0,016	2,842	0,352	1,173	4,030	0,248	0,827	0,048	0,800	1,249	4,165			
0,017	2,816	0,355	1,184	4,083	0,245	0,816	0,050	0,787	1,271	4,237			
0,018	2,791	0,358	1,194	4,138	0,242	0,806	0,052	0,774	1,293	4,309			
0,019	2,766	0,362	1,205	4,194	0,238	0,795	0,054	0,761	1,314	4,381			
0,020	2,741	0,365	1,216	4,252	0,235	0,784	0,056	0,749	1,336	4,453			
							0,058	0,737	1,357	4,525			
							0,060	0,725	1,379	4,597			

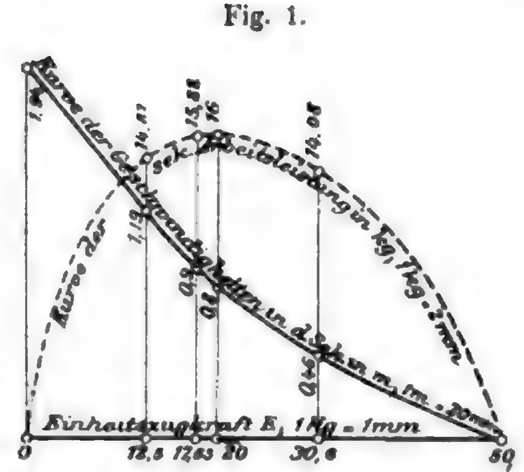
c. Berechnungsweise von Léchalas.

Bereits vor Durand-Claye hatte der französische Chefingenieur Léchalas[17]) zur Lösung vorliegender Frage die Verkehrsgeschwindigkeit unter Voraussetzung gleichmäfsiger Anstrengung der Zugtiere zu bestimmen gesucht und bei konkurrierenden Strafsenzügen derjenigen Trace den Vorzug gegeben, auf welcher bei sonst gleichen normalen Bedingungen die einzelnen Fuhrwerke in kürzester Zeit die Gesamtentfernung zurücklegen können, da die Summe des Zeitgewinns im Verlauf eines Jahres den Zinsen eines ersparten Kapitals gleichkommt, um welches die rascher zu durchfahrende Trace teurer sein könnte, als eine andere, vielleicht mit geringerem Kostenaufwande herstellbare, aber mehr Zeit zur Durchfahrung beanspruchende Trace.

Die rechnerische Lösung findet Léchalas mit Hilfe der durch verschiedene Beobachtungen bestätigten Annahme, dafs bei einer gleichmäfsigen Anstrengung der Zugtiere die Geschwindigkeit der Fortbewegung mit der aufgewendeten Zugkraft nicht in

[17]) Léchalas. Mémoire sur le roulage. Ann. des ponts et chaussées 1879, I, S. 364.

Fig. 1.



einem umgekehrt proportionalen Verhältnisse wechselt, sondern in einer Weise, wie sie die Geschwindigkeitskurve der Fig. 1 zeigt, in welcher die specifischen prozentualen Zugkräfte als Abscissen, die zugehörigen Geschwindigkeiten als Ordinaten aufgetragen sind. Angenähert läſst sich nach Léchalas das Gesetz dieser gegenseitigen Abhängigkeit der Geschwindigkeit v und der Einheitszugkraft[18]) E durch die empirische Gleichung

$$v = 0{,}21\,(5 - 0{,}1\,E) + 0{,}007\,(5 - 0{,}1\,E)^3 \quad . . \; 17.$$

ausdrücken. Dabei bedeutet hier sowohl, als in Fig. 1 die Gröſse E das in Prozenten ausgedrückte Verhältnis der wirklichen Zugkraft Z zum Zugtiergewicht p, also:

$$E = \frac{Z}{p}\,100 = 100\,\frac{w\,P}{p} \pm 100\left(\frac{P+p}{p}\right) i \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 18.$$

oder bezeichnet man mit P_1 das in Prozenten ausgedrückte Verhältnis des fortzuschaffenden Ladungs- und Wagengewichtes P zum Pferdegewicht p, so gelangt man zu der von Léchalas angewendeten Form der Gleichung für die Einheitszugkraft:

$$E = P_1\,(w \pm i) \pm 100\,i \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 19.$$

Wird dieser Ausdruck bei der Thalfahrt negativ, so nimmt der Genannte an, daſs man die Vergröſserung des Widerstandes der Bremse zumuten kann, sodaſs für diesen Fall $E = 0$ gesetzt werden könne.

Den Widerstandskoefficienten w, der sich aus der rollenden, der Axenreibung und der Zapfenreibung u. s. w. zusammensetzt, läſst Léchalas je nach der Beschaffenheit der Straſsenoberfläche und der Witterung bei gut unterhaltenen Straſsen Werte zwischen 0,03 und 0,06 annehmen.

Bei Zeichnung der Geschwindigkeitskurve in Fig. 1 wird mit Coulomb angenommen, daſs bei einer Geschwindigkeit $v = 1{,}94$ m i. d. Sekunde ein Pferd bei einer täglichen zehnstündigen Arbeitszeit, ohne seine Kraft zu überanstrengen, auf horizontaler Straſse keine Zugkraft mehr auszuüben vermag, sodaſs also $E = 0$ wird, während ferner Beobachtungen von Gasparin, Navier, Tredgold und Tresca Anhaltspunkte zur Bestimmung weiterer Punkte der Geschwindigkeitskurve geben, sodaſs für

$E =$	0	12,5	17,65	20	30,6	50
$v =$	1,94	1,19	0,9	0,8	0,46	0

wird, wonach die Kurve gezeichnet werden konnte.[19]) Das Produkt $E\,v = L$ ergiebt

[18]) Herr Baurat Voiges in Wiesbaden hat in einem S. 12 ausführlich genannten Aufsatze für die von Léchalas eingeführte Gröſse E den Namen „Einheitszugkraft“ angewendet, der als passend gewählt beibehalten werden mag.

[19]) Durand-Claye bemerkt in seiner oben angeführten Abhandlung in den Ann. des ponts et chaussées 1884, II, S. 269 hierzu: Coulomb habe nie Untersuchungen über die Zugkraft der Pferde angestellt, sondern die erwähnten Beobachtungen seien dem englischen Gelehrten Tredgold zuzuschreiben, wie dies aus der Abhandlung von Manès und Carrèze (Ann. des ponts et chaussées 1832, I, S. 143) hervorgehe. Ferner hätte Léchalas für die Benutzung der Beobachtungen von Navier das Gewicht des Pferdes zu 360 kg statt zu 340 kg annehmen müssen, endlich nehme Jener diejenige Einheitskraft, für welche die Geschwindigkeit = 0 werde, ziemlich willkürlich = 50 an; Tredgold, dessen Autorität er ja auch anerkenne, habe für $v = 0$ eine Zugkraft angenommen, die dem mittleren Gewicht eines Pferdes entspreche, also hätte Léchalas für $v = 0$ die Gröſse $E = 100$ setzen müssen, wodurch sich die Werte von v denen der Gl. 12 nähern würden.

die jedesmalige Arbeitsleistung, und wird dasselbe, der Gröfse von E als Abscisse entsprechend, als Ordinate aufgetragen, so erhält man die ebenfalls in Fig. 1 eingetragene Kurve der sekundlichen Arbeitsleistung in kgm, die von 0 für $E = 0$ mit E wachsend den Höchstwert bei $E = 20$ mit 16 kgm erreicht, um dann, bei sich vergröfsernder Einheitszugkraft E allmählich kleiner werdend, bei $E = 50$ wieder auf 0 herabzusinken. Dieses Verhalten der Kurve der Arbeitsleistung zeigt, dafs die vorteilhafteste Ausnutzung der Zugkraft eines Pferdes in der Nähe von $E = 20$ liegt und dafs man bei Regelung der Last und der Strafsensteigungen sich nicht zu weit von dieser Gröfse entfernen darf. Es entspricht dieselbe auch der üblichen Annahme, dafs ein Pferd auf horizontaler Strecke $^1/_5$ seines Gewichtes ohne Überanstrengung als Tagesarbeit zu ziehen vermag und stimmt, wenn man das Pferdegewicht zu 375 kg annimmt, mit den üblichen 75 kg als Pferdekraft überein, denn $20 = \frac{100 \cdot 75}{375} = \frac{100\, Z}{p}$.

Die zusammengehörigen Werte von E, v und $E \cdot v$ kann man den in einem gröfseren Mafsstabe gezeichneten Kurven der Fig. 1 direkt entnehmen, oder wie es Léchalas thut, in der Tabelle IV vereinigen.

Tabelle IV.

Einheitszugkraft E	Zugehörige Geschwindigkeit in d. Sekunde v	Arbeit in kgm $E \cdot v$	Dauer der Fahrt auf 100 m Länge i. d. Sek. $t = \frac{100}{v}$	Einheitszugkraft E	Zugehörige Geschwindigkeit in d. Sekunde v	Arbeit in kgm $E \cdot v$	Dauer der Fahrt auf 100 m Länge i. d. Sek. $t = \frac{100}{v}$
0,00	1,94	0,00	52	18,00	0,885	15,93	113
1,00	1,88	1,88	53	19,00	0,84	15,96	119
2,00	1,82	3,64	55	20,00	0,80	16,00	125
3,00	1,76	5,28	57	21,00	0,76	15,96	132
4,00	1,70	6,80	59	22,00	0,72	15,84	139
5,00	1,64	8,20	61	23,00	0,68	15,64	147
6,00	1,58	9,48	63	24,00	0,65	15,60	154
7,00	1,52	10,64	66	25,00	0,62	15,50	161
8,00	1,45	11,60	69	26,00	0,59	15,34	170
9,00	1,39	12,51	72	27,00	0,56	15,12	179
10,00	1,33	13,30	75	28,00	0,53	14,84	189
11,00	1,27	13,97	79	29,00	0,50	14,50	200
12,00	1,215	14,58	82	30,00	0,47	14,10	213
13,00	1,16	15,08	86	35,00	0,34	11,90	294
14,00	1,11	15,54	90	40,00	0,215	8,60	465
15,00	1,05	15,75	95	45,00	0,105	4,72	952
16,00	0,985	15,76	102	50,00	0,00	0,00	—
17,00	0,93	15,81	108				

Mit diesen Gröfsen läfst sich für den einzelnen Fall, unter Zuziehung von Gl. 18, feststellen, in welcher Zeit die einzelnen Strecken eines Weges zurückgelegt werden, und bei Beurteilung zweier oder mehrerer Linien für ein und dieselbe Strafse wird man leicht im stande sein, aus dem Vergleich der Zeitunterschiede der Durchfahrung derselben die volkswirtschaftlich vorteilhaftere Linie herauszufinden.

d. Anwendungen der verschiedenen Berechnungsweisen.

Die Anwendung der vorgeführten drei verschiedenen Berechnungsweisen und eine Vergleichung derselben läfst sich am besten durch die Berechnung ein und desselben

Beispiels nach den verschiedenen Methoden erkennen; für diesen Zweck soll das von Baurat Voiges in Wiesbaden der Praxis entnommene, nach der Léchalas'schen Methode durchgerechnete Beispiel[10]) einer Strafsenverlegung dienen, deren Lageplan und Längenprofile in Fig. 2 und 3 gegeben sind.

Zwischen Offenbach und Bischoffen lag in der Herborn-Gladenbacher Chaussee eine Anhöhe, die von beiden Seiten mit verlorener, teilweise gefahrvoller Steigung überwunden werden mufste, sodafs deren Beseitigung schon lange gewünscht wurde. Die Gestaltung des Geländes gestattete, wie der Lageplan zeigt, eine seitliche Verlegung der Strafse, wobei zwei Linien A und B technisch untersucht und veranschlagt wurden, von denen die vorteilhafteste zu wählen war. Das Wagen- und Ladungsgewicht wurde zu $P = 350 + 1050 = 1400$ kg, das Pferdegewicht $p = 400$ kg angenommen.

Tabelle V. **Berechnung nach Launhardt.**

Lfde. No.	Längen in km l	Linie A. Offenbach-Bischoffen			Linie A. Bischoffen-Offenbach		
		Relatives Gefälle i	Virtuelle Länge λ	Produkt $\lambda . l$	Relatives Gefälle i	Virtuelle Länge λ	Produkt $\lambda . l$
1	0,160	— 0,014	1,45	0 2320	0,014	1,96	0,3136
2	0,420	— 0,004	1,55	0,6510	0,004	1,68	0,7056
3	0,080	0,000	1,61	0,1288	0,000	1,61	0,1288
4	0,326	0,003	1,66	0,5412	— 0,003	1,58	0,5141
5	0,192	0,050	6,09	1,1693	— 0,050	1,86	0,3571
6	0,162	0,000	1,61	0,2608	0,000	1,61	0,2608
$L =$ 1,340				$\Sigma \lambda . l = 2,9831$			$\Sigma \lambda . l = 2,2800$

Tabelle VI. **Berechnung nach Launhardt.**

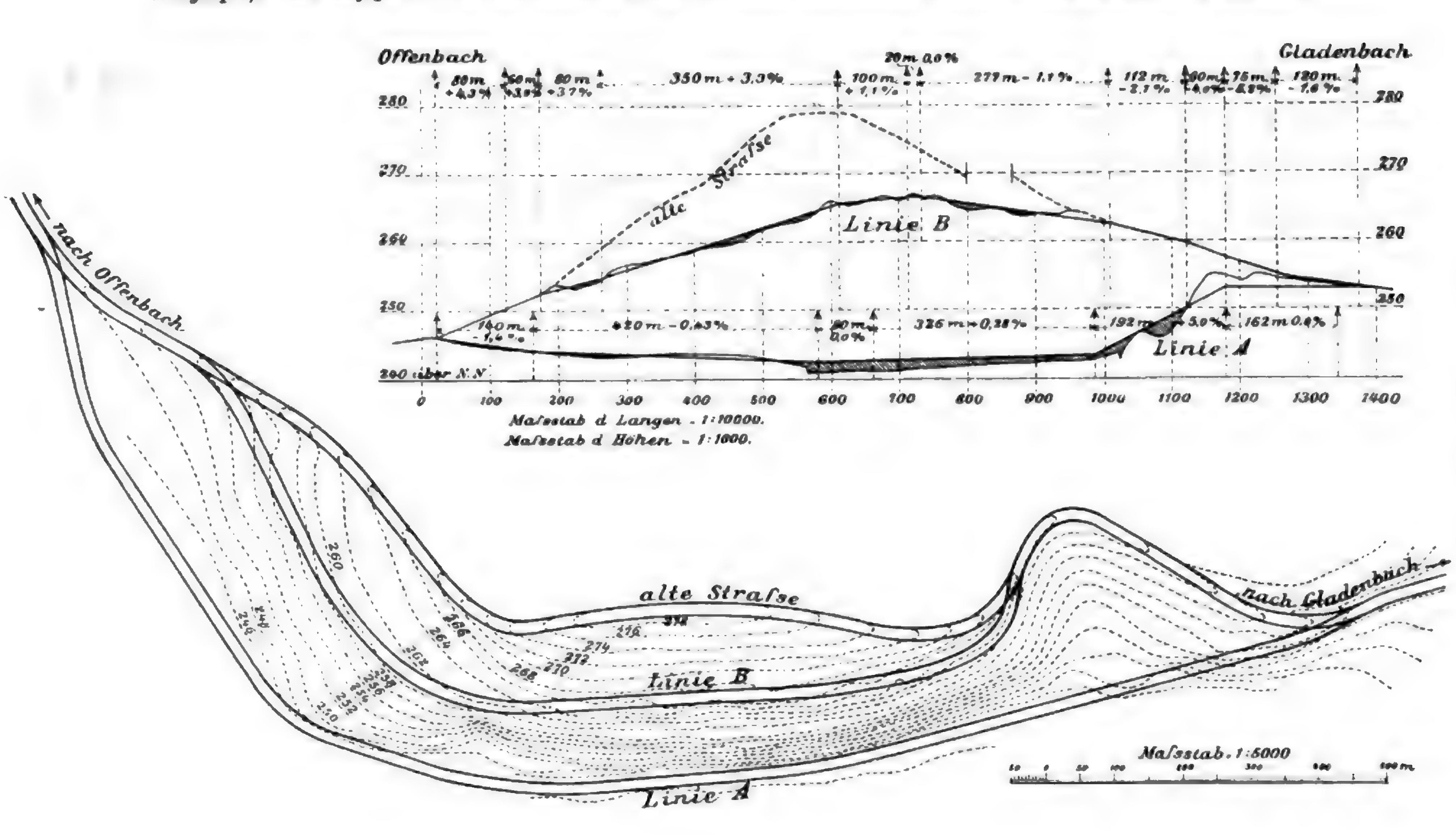
Lfde. No.	Längen in km l	Linie B. Offenbach-Bischoffen			Linie B. Bischoffen-Offenbach		
		Relatives Gefälle i	Virtuelle Länge λ	Produkt $\lambda . l$	Relatives Gefälle i	Virtuelle Länge λ	Produkt $\lambda . l$
1	0,100	0,043	4,55	0,4550	— 0,043	1,68	0,1680
2	0,060	0,039	3,76	0,2256	— 0,039	1,59	0,0954
3	0,080	0,037	3,50	0,2800	— 0,037	1,54	0,1232
4	0,350	0,033	3,04	1,0640	— 0,033	1,46	0,5110
5	0,100	0,011	1,85	0,1850	— 0,011	1,47	0,1470
6	0,020	0,000	1,61	0,0322	0,000	1,61	0,0322
7	0,277	— 0,011	1,47	0,4072	0,011	1,85	0,5124
8	0,112	— 0,027	1,41	0,1579	0,027	2,55	0,2856
9	0,060	— 0,040	1,61	0,0966	0,040	3,89	0,2334
10	0,075	— 0,052	1,91	0,1432	0.052	7,49	0,5617
11	0,120	— 0,016	1,44	0,1728	0,016	2,00	0,2400
$L =$ 1,354				$\Sigma \lambda . l = 3,2195$			$\Sigma \lambda . l = 2,9099$

1. Die **Berechnung nach Launhardt** ergiebt unter Zuhilfenahme der Tabelle I die in den Tabellen V und VI zusammengestellten Werte, wobei für die Lage der Strafse „Gebirge“ angenommen wurde, da die Nutzladung $Q = 1050$ kg, also $\frac{Q}{z} = q = \frac{1050}{75} = 14$ wird. Die den vorkommenden relativen Gefällen i entsprechenden vir-

[10]) Voiges. Wissenschaftliches aus dem Strafsenbau. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 543. — Die Zeichnung hat der Genannte dem Verfasser freundlich zur Verfügung gestellt.

Fig. 2 und 3.

Längenprofile und Lageplan einer Straßenverlegung in der Herborn-Gladenbacher Chaussee (Regierungsbezirk Wiesbaden).



tuellen Längen λ mufsten durch Interpolation aus den in Tabelle I gegebenen Werten ermittelt werden. Die Summe des Produktes $\lambda\, l$ ergiebt bei Linie *A* für den Hin- und Rückweg einen Durchschnittswert von $\frac{2{,}9831 + 2{,}2800}{2} = 2{,}6315$, für die Linie *B*: $\frac{2{,}9099 + 3{,}2195}{2} = 3{,}0647$; um die Transportkosten zu erhalten, sind diese Werte mit dem Einheitspreise für die Horizontale und mit der jährlich zu befördernden Tonnenanzahl zu multiplizieren. Für den Einheitspreis setzt Launhardt 0,1155 M., also rund 0,12 M. und nach den Angaben von Voiges verkehren auf der betreffenden Strafsenstrecke täglich 20 Fuhrwerke mit je 1050 kg Nutzlast, also im Jahr 365 . 1050 . 20 = 7665000 kg oder rund 7600 t. Die Unterhaltungskosten beider Linien weichen bei dem geringen Längenunterschiede wenig voneinander ab, sodafs hier von denselben abgesehen werden kann. Das Mehr der Baukosten der Linie *A* dagegen gegenüber der Linie *B* wird von Voiges zu 20000 M. angegeben. Mit diesen Werten erhält man:

Für die Linie *A*:

Zinsen des Anlagekapitals:	$0{,}05\,(x + 20000) =$	$0{,}05\,x + 1000$ M.
jährliche Transportkosten:	$2{,}6315 \,.\, 0{,}12 \,.\, 7600 =$	2400 M.
	Summa	$0{,}05\,x + 3400$ M.

Für die Linie *B*:

Zinsen des Anlagekapitals:	$0{,}05\,x =$	$0{,}05\,x$
jährliche Transportkosten:	$3{,}0647 \,.\, 0{,}12 \,.\, 7600 =$	2800 M.
	Summa	$0{,}05\,x + 2800$ M.

Somit erscheint, trotz der um 400 M. geringeren jährlichen Transportkosten, die Linie *A* um 600 M. jährlicher Gesamtkosten ungünstiger als die Linie *B*.

2. Nach Durand-Claye erhält man mit Hilfe der Tabelle II, nach der S. 7 u. 8 dargelegten Berechnungsweise, die in den Tabellen VII und VIII zusammengestellten Ergebnisse. Die der Strafsentrace *A* gleichwertige horizontale Länge ergiebt sich im Durchschnitt zu λ = 1552,47 m, für die Linie *B* zu λ = 1854,49 m. Nimmt man wieder die Kosten des Tonnenkilometers in der Horizontalen zu 0,12 M. und die jährliche Verkehrsmenge zu 7600 Tonnen an, so wäre:

Für die Linie *A*:

Zinsen des Anlagekapitals:	$0{,}05\,(x + 20000) =$	$0{,}05\,x + 1000$ M.
jährliche Transportkosten:	$1{,}55247 \,.\, 0{,}12 \,.\, 7600 =$	1416 M.
	Summa	$0{,}05\,x + 2416$ M.

Für die Linie *B*:

Zinsen des Anlagekapitals:	$0{,}05\,x =$	$0{,}05\,x$
jährliche Transportkosten:	$1{,}85449 \,.\, 0{,}12 \,.\, 7600 =$	1691 M.
	Summa	$0{,}05\,x + 1691$ M.

Mithin betragen hier die jährlichen Transportkosten auf der Linie *A*: 275 M. weniger, als auf der Linie *B*, dafür stellen sich aber die jährlichen Gesamtkosten auf der Linie *A* um 725 M. höher. Im Vergleich zum Resultat der Launhardt'schen Berechnungsweise erklären sich die kleineren Ziffern für die jährlichen Transportkosten beider Linien dadurch, dafs bei ersterer die leere Rückfracht inbegriffen ist, hier dagegen nur der einmalige Transport der jährlichen Verkehrsmenge berücksichtigt wurde; jedoch empfiehlt sich auch hier, im Hinblick auf die gröfseren jährlichen Gesamtkosten der Linie *A*, die Ausführung der Linie *B*.

Tabelle VII. **Berechnung nach Durand-Claye.**

Lfde. No.	Längen in m l	Linie A. Offenbach-Bischoffen					Linie A. Bischoffen-Offenbach				
		Relatives Gefälle i	M	$C=\frac{M-i}{w+i}$	Absolute Steigung in m	Absoluter oder ideeller Fall in m	Relatives Gefälle i	M	$C=\frac{M-i}{w+i}$	Absolute Steigung in m	Absoluter oder ideeller Fall in m
1	100	— 0,014	0,313	—	—	2,24	0,014	0,313	6,8	2,24	—
2	420	— 0,004	0,300	—	—	1,68	0,004	0,300	8,7	1,68	—
3	80	0,000	—	—	—	—	0,000	—	—	—	—
4	326	0,003	0,305	9,15	0,978	—	— 0,003	—	—	—	0,978
5	192	0,050	0,312	3,27	9,600	—	— 0,050	—	—	—	4,992
6	162	0,000	—	—	—	—	0,000	—	—	—	—
L = 1340				$C = 3,27$	10,578	3.92			$C = 6,8$	3,92	5,970

$i_0 = w\frac{C}{1+C} = 0,023$	$\mathfrak{A}=\left(\frac{w_0}{C}+w\right)L+\left(1+\frac{1}{C}\right)H$	$H = 6,658$	$i_0 = \frac{wC}{1+C} = 0,026$	$H = -2,050$
$\frac{w_0}{C} + w = 0,073$	$\mathfrak{A} = 106,507$	$w = 0,03,\ w_0 = 0,143,\ n = 18$	$\frac{w_0}{C} + w = 0,051$	$\mathfrak{A} = 65,99$
$1 + \frac{1}{C} = 1,305$	$\lambda = n\mathfrak{A} = 1917,13$	im Mittel $\lambda = 1552,47$	$1 + \frac{1}{C} = 1,147$	$\lambda = n\mathfrak{A} = 1187,82$

Tabelle VIII. **Berechnung nach Durand-Claye.**

Lfde. No.	Längen in m l	Linie B. Offenbach-Bischoffen					Linie B. Bischoffen-Offenbach				
		Relatives Gefälle i	M	$C=\frac{M-i}{w+i}$	Absolute Steigung in m	Absoluter oder ideeller Fall in m	Relatives Gefälle i	M	$C=\frac{M-i}{w+i}$	Absolute Steigung in m	Absoluter oder ideeller Fall in m
1	100	0,043	0,317	3,753	4,300	—	— 0,043	—	—	—	2,300
2	60	0,039	0,323	4,100	2,340	—	— 0,039	—	—	—	1,380
3	80	0,037	0,320	4,220	2,960	—	— 0,037	—	—	—	1,840
4	350	0,033	0,303	4,280	11,550	—	— 0,033	—	—	—	8,050
5	100	0,011	0,317	7,460	1,100	—	— 0,011	—	—	—	1,100
6	20	0,000	—	—	—	—	0,000	—	—	—	—
7	277	— 0,011	—	—	—	3,047	0,011	0,307	7,21	3,047	-
8	112	— 0,027	—	—	—	2,576	0,027	0,316	5,07	3,024	—
9	60	— 0,040	—	—	—	1,380	0,040	0,323	4,08	2,400	—
10	75	— 0,052	—	—	—	1,725	0,052	0,321	3,28	3,900	-
11	120	— 0,016	—	—	—	1,920	0,016	0,316	6,52	1,920	—
L = 1354				$C = 3,753$	22,250	10,648			$C = 3,28$	14,291	14,670

$i_0 = w\frac{C}{1+C} = 0,023$	$\mathfrak{A}=\left(\frac{w_0}{C}+w\right)L+\left(1+\frac{1}{C}\right)H$	$H = 11,602$	$i_0 = \frac{wC}{1+C} = 0,023$	$H = -0,379$
$\frac{w_0}{C} + w = 0,0681$	$\mathfrak{A} = 106,895$	$w = 0,03,\ w_0 = 0,143,\ n = 18$	$\frac{w_0}{C} + w = 0,0736$	$\mathfrak{A} = 99,16$
$1 + \frac{1}{C} = 1,266$	$\lambda = n\mathfrak{A} = 1924,4$	im Mittel $\lambda = 1854,49$	$1 + \frac{1}{C} = 1,305$	$\lambda = n\mathfrak{A} = 1784,88$

Für die Berechnung der Fahrtdauer im Schritt ergeben die Gleichungen 12 und 13 kein befriedigendes Resultat, während für die Gangart des Trabes die mit Hilfe der Tabelle III berechneten und in den Tabellen IX und X zusammengestellten Geschwindigkeiten annehmbare Vergleichswerte liefern.

Es berechnet sich die Fahrtdauer

für die Trace A im Mittel zu: $\frac{579,03 + 398,92}{2} = 488,975$ Sek. $= 8,15$ Min.

„ „ „ B „ „ „ $\frac{760,09 + 548,39}{2} = 654,24$ „ $= 10,9$ „

Differenz 2,75 Min.

also beträgt der Zeitgewinn auf der Trace A: 2,75 Min. Einen in Geld auszudrückenden Vergleichswert erhält man hier nicht, da die Gangart des Trabes auf den Personenverkehr zu beschränken ist und für diese der Zeitwert ein sehr verschiedener zu sein pflegt, jedoch bestätigt auch diese Berechnungsweise, die für Postrouten immerhin einige Bedeutung haben kann, dafs die Trace A für die Durchfahrung einen Zeitgewinn bietet.

Tabelle IX. **Berechnung für Trab nach Durand-Claye.**

Lfde. No.	Länge in m l	Linie A. Offenbach-Bischoffen			Linie A. Bischoffen-Offenbach		
		i	$\frac{1}{v}$	$\frac{l}{v}$	i	$\frac{1}{v}$	$\frac{l}{v}$
1	160	— 0,014	0,255	40,80	0,014	0,345	55,20
2	420	— 0,004	0,287	120,54	0,004	0,313	131,46
3	80	0,000	0,300	24,00	0,000	0,300	24,00
4	326	0,003	0,310	101,06	— 0,003	0,290	94,54
5	192	0,050	1,271	244,03	— 0,050	0,235	45,12
6	162	0,000	0,300	48,60	0,000	0,300	48,60
L = 1340		Fahrtdauer i. Sek. = 579,03			Fahrtdauer i. Sek. = 398,92		
	im Durchschnitt $v = 2,31$				$v = 3,36$		

Tabelle X. **Berechnung für Trab nach Durand-Claye.**

Lfde. No.	Länge in m l	Linie B. Offenbach-Bischoffen			Linie B. Bischoffen-Offenbach		
		i	$\frac{1}{v}$	$\frac{l}{v}$	i	$\frac{1}{v}$	$\frac{l}{v}$
1	100	0,043	1,195	119,50	— 0,043	0,235	23,50
2	60	0,039	1,152	69,12	— 0,039	0,235	14,10
3	80	0,037	1,131	90,48	— 0,037	0,235	18,80
4	350	0,033	1,087	380,45	— 0,033	0,235	82,25
5	100	0,011	0,336	33,60	— 0,011	0,264	26,40
6	20	0,000	0,300	6,00	0,000	0,300	6,00
7	277	— 0,011	0,264	73,13	0,011	0,336	93,07
8	112	— 0,027	0,235	26,32	0,027	0,673	75,28
9	60	— 0,040	0,235	14,10	0,040	1,163	69,78
10	75	— 0,052	0,235	17,63	0,052	1,293	96,97
11	120	— 0,016	0,248	29,76	0,016	0,352	42,24
L = 1354		Fahrtdauer i. Sek. = 760,09			Fahrtdauer i. Sek. = 548,39		
	im Durchschnitt $v = 1,78$				$v = 2,47$		

3. Die von **Voiges** für das vorliegende Beispiel nach **Léchalas** durchgeführte Berechnung findet sich in den Tabellen XI und XII. Die Einheitskräfte E wurden nach Gleichung 18 für ein Wagen- und Ladungsgewicht von $350 + 1050 = 1400$ kg, ein Pferdegewicht von 400 kg und den Widerstandswert $w = 0,045$ für die einzelnen Wegstrecken berechnet, die entsprechenden Geschwindigkeiten aus Tabelle IV entnommen und damit die Dauer des Durchfahrens der einzelnen Strecken ermittelt. Dabei wurde die durch Versuche bestätigte Annahme gemacht, dafs in Bremsgefällen, d. h. da, wo E negativ wird, nur eine Geschwindigkeit $v = 1,66$ m in der Sekunde in Rechnung gebracht werden dürfe. Die mittlere Zeit zum Durchfahren der Tracen beträgt:

auf der Linie A: $\frac{1776 + 1320}{2} = 1548$ Sek. $= 25,8$ Min.

" " " B: $\frac{2044 + 1659}{2} = 1851,5$ " $= 30,9$ "

Differenz 5,1 Min.

Tabelle XI. **Berechnung nach Léchalas.**

Lfde. No.	Länge in m l	Linie A. Richtung Offenbach-Bischoffen: Relatives Gefälle i	Einheitszugkraft E	Geschwindigkeit in der Sek. v	Fahrtdauer in der Sek. $\frac{l}{v}$	Linie A. Richtung Bischoffen-Offenbach: Relatives Gefälle i	Einheitszugkraft E	Geschwindigkeit in der Sek. v	Fahrtdauer in der Sek. $\frac{l}{v}$
1	160	— 0,014	9,45	1,38	116	0,014	22,05	0,72	222
2	420	— 0,004	13,95	1,11	380	0,004	16,55	0,96	438
3	80	0,000	15,75	1,00	80	0,000	15,75	1,00	80
4	326	0,003	17,10	0,92	354	— 0,003	14,40	1,08	302
5	192	0,050	38,25	0,28	684	— 0,050	—	1,66	116
6	162	0,000	15,75	1,00	162	0,000	15,75	1,00	162
L = 1340		im Durchschnitt v = 0,76; Summa 1776				im Durchschnitt v = 1,02; Summa 1320			

Tabelle XII. **Berechnung nach Léchalas.**

Lfde. No.	Länge in m l	Linie B. Richtung Offenbach-Bischoffen: Relatives Gefälle i	Einheitszugkraft E	Geschwindigkeit in der Sek. v	Fahrtdauer in der Sek. $\frac{l}{v}$	Linie B. Richtung Bischoffen-Offenbach: Relatives Gefälle i	Einheitszugkraft E	Geschwindigkeit in der Sek. v	Fahrtdauer in der Sek. $\frac{l}{v}$
1	100	0,043	35,10	0,33	333	— 0,043	—	1,66	60
2	60	0,039	33,30	0,38	158	— 0,039	—	1,66	36
3	80	0,037	32,40	0,41	195	— 0,037	—	1,66	48
4	350	0,033	30,60	0,46	761	— 0,033	0,90	1,89	185
5	100	0,011	20,70	0,77	130	— 0,011	10,80	1,28	78
6	20	0,000	15,75	1,00	20	0,000	15,75	1,00	20
7	277	— 0,011	10,80	1,28	216	0,011	20,70	0,77	360
8	112	— 0,027	3,60	1,72	65	0,027	27,90	0,53	211
9	60	— 0,040	—	1,66	36	0,040	33,75	0,35	172
10	75	— 0,052	—	1,66	45	0,052	39,15	0,24	313
11	120	— 0,016	8,55	1,42	85	0,016	22,95	0,68	176
L = 1354		im Durchschnitt v = 0,66; Summa 2044				im Durchschnitt v = 0,82; Summa 1659			

Die Linie A gewährt also nach dieser Berechnung einen Zeitgewinn von rund 5 Min. für jedes die Strafse benutzende einspännige Fuhrwerk. Bei 20 Fuhrwerken täglich ergiebt dies eine jährl. Zeitersparnis von 20 . 5 . 365 = 36500 Min. = 608 Stunden oder rund 61 je zehnstündigen Pferdearbeitstagen. Wird jeder Pferdearbeitstag einschliefslich des Führers zu 10 M. berechnet, so wäre der Jahresgewinn der Linie A gegenüber der Linie B: 610 M. Kapitalisiert ergiebt dies 610 . 25 = 15250 M. Es dürfte mithin der Ausbau der Linie A um diese Summe teurer werden, als derjenige der Linie B, da die Unterhaltungskosten als annähernd gleich grofs bei beiden Linien nicht in Betracht kommen. Der Kostenanschlag ergab jedoch für die Linie A einen Mehrbetrag von 20000 M. Infolge dessen wurde die technisch unvollkommenere Linie B zur Ausführung gewählt.

4. Wenn auch die Zahlenwerte der drei vorgeführten Berechnungsweisen nicht unerheblich voneinander abweichen, weil dieselben von verschiedenen Annahmen unter Anwendung verschiedenwertiger Koefficienten ausgehen, so ergiebt sich doch bei allen dreien das gleichartige Ergebnis, dafs nämlich:

1. die Linie A die technisch vollkommenere ist, da auf ihr die Transportkosten und die Zeitdauer der Durchfahrung kleiner werden, als auf der Linie B;

2. dafs für die Ausführung sich dennoch die Linie *B* empfiehlt, weil die jährlichen Gesamtkosten durch das zur Ausführung erforderliche kleinere Anlagekapital geringer werden.

Am übersichtlichsten und klarsten erscheint die Léchalas'sche Methode, während die Berechnung nach Launhardt mit Hilfe der Tabelle I am raschesten auszuführen ist. Die umständlichste Methode ist die von Durand-Claye, bei welcher aufserdem die Einführung des „ideellen Gefälles", sowie der vielen Koefficienten, deren Bestimmung auf zu wenig sicheren Beobachtungen beruhen, eine gewisse Unklarheit in die Berechnung hineinbringen. Auch stellt die durch Gleichung 5 ausgedrückte Arbeit nur diejenige Arbeit dar, die erforderlich ist, um ein Fuhrwerk vom Anfangspunkt der Wegstrecke bis zu ihrem Endpunkt auf gleichmäfsig geneigter Ebene zu befördern. Die Berücksichtigung des Falles oder der Steigung der zwischenliegenden Teilstrecken geschieht nur in unvollkommenem Mafse durch die Gleichung 7 und durch die Einführung des ideellen Gefälles für die mit gröfserem Fall behafteten Teilstrecken nach Gleichung 9.

Mit Rücksicht auf die von Durand-Claye gegen die Léchalas'schen Annahmen gemachten Einwände (s. Anmerkung 19, S. 10) dürfte es sich empfehlen, grundlegende Beobachtungen anzustellen, um dann mit vollkommen sicheren Koefficienten ausgerüstet, die Léchalas'sche Methode als die einfachste und geeignetste hinstellen zu können. Landesbaurat Voiges sagt von derselben, dafs sie in ihrer „Anwendung auf viele praktische Fälle im Regierungsbezirk Wiesbaden, trotz vielfach angreifbarer Seiten, zu Entscheidungen geführt habe, von denen durch jahrelange Erfahrungen bewiesen worden ist, dafs durch sie stets das Richtige getroffen wurde."[21])

B. Konstruktive Neuerungen.

Steinschlagpflaster (Kleinpflaster). Als Neuerung im Landstrafsenbau ist eine Erfindung des Landesbauinspektors F. Gravenhorst[22]) hervorzuheben, der statt der Steinschlagdecken das „Steinschlagpflaster" aus grobem, thunlichst der Würfelform von 6—7 cm Seite sich näherndem Steinschlage zur Anwendung empfiehlt, solange der Tagesverkehr 100 vierrädrige Fuhrwerke mit einem Ladungsgewicht bis zu etwa 3000—4000 **kg** nicht überschreitet. Zu dieser bereits seit 1885 von ihm erprobten Neuerung gelangte Gravenhorst durch die Erwägung, dafs der gröfste Teil des Verschleifses auf den Steinschlagbahnen durch Zerdrücken des Materials erfolgt und dafs der Widerstand würfelförmiger Steinstücke ungefähr proportional dem Quadrate der Würfelkante wächst, dafs also möglichst grober Steinschlag anzuwenden wäre, um den

---

[21]) Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 543, wo auch eine graphische Darstellung derjenigen Lasten gegeben ist, welche von einem 375 **kg** schweren Pferde mit 75 **kg** mittlerer Zugkraft bei achtstündiger täglicher Arbeitszeit auf Strafsen mit verschiedenen Steigungen und ungleichen Widerstandswerten fortgeschafft werden können.

Sonstige Litteratur: Ann. des ponts et chaussées 1881, I, S. 376. Ingenieur Léchalas hebt hervor, dafs die Verbesserung von Bergstrafsen durch Umgehung einzelner besonders steiler und gefährlicher Stellen und Einfügung von Nebenstrafsen mit geringerem Gefälle unvorteilhaft werden kann, wenn der Umweg zu bedeutend wird, daher in manchen Fällen lieber Vorspann einzurichten wäre. Als gefährlich werden Gefälle von 8 : 100 und mehr bezeichnet, 6 : 100 nur dann, wenn dieselben ohne erhebliche Verbreiterung der Strafse in scharfen Kurven liegen. — Ann. des ponts et chaussées 1881, II, S. 191. Durand-Claye tritt dem Vorschlage Léchalas bezüglich des Vorspanns entgegen.

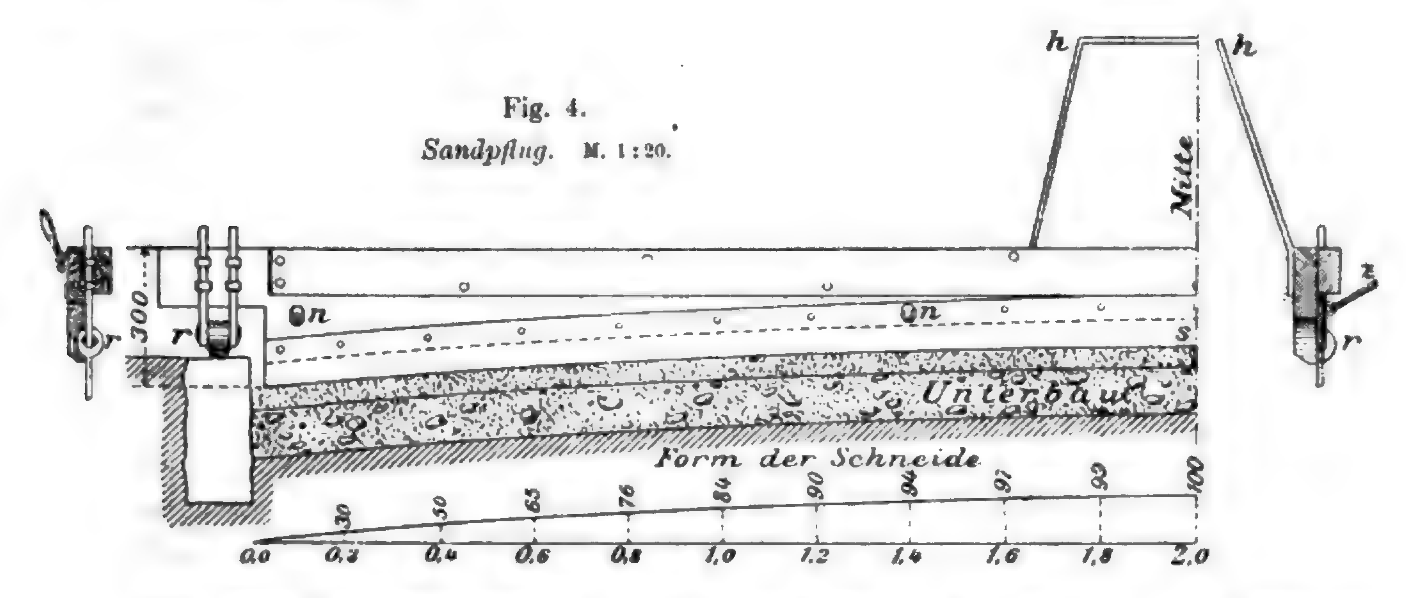
[22]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1887, S. 425.

Verschleifs zu vermindern. Mit der Zunahme der Korngröfse des Schotters nimmt aber auch die Unebenheit der Steinschlagbahn zu und dementsprechend die Dauerhaftigkeit derselben ab.[23])

Es konnte daher vorteilhaft erscheinen, gröfsere Steinschlagstücke von annähernder Würfelform auf festem Unterbau, jedoch auf einer nicht harten, den Druck der Verkehrslast voll aufnehmenden Unterbettung mosaikartig, ähnlich den schon älteren Fufswegpflasterungen einzupflastern.

Der Unterbau wurde entweder als Packlage, oder wie für eine makadamisierte Steinschlagbahn aus grobem Steinschlag oder Grand (zusammengedrückt 10 cm stark) hergestellt und mit der Walze so abgeglichen, dafs die Oberfläche die der Strafse zu gebende Querschnittsform erhielt. Die Bordsteine ragten nach der Dichtung des Unterbaues mindestens 8 cm über denselben vor und der festgewalzte Unterbau konnte, bis auf eine verhältnismäfsig kurze Strecke von etwa 50 m, auf welcher jeweilig gepflastert wurde, bereits vom Verkehr benutzt werden. Ältere Steinschlagbahnen konnten nach Aufhacken der Oberfläche und Herstellung der gewünschten Querschnittsform unmittelbar als Unterbau dienen.

Fig. 4.
Sandpflug. M. 1:20.



Als bestes Bettungsmaterial für die Steine erscheint eine in lockerem Zustande 3—4 cm starke, steinfreie Kiesunterbettung, die mit dem Sandpfluge (Fig. 4)[24]) der Querschnittsform entsprechend abgeglichen wird, worauf die Pflasterung und Abrammung erfolgt. Der Sandpflug, welcher den Pflasterern zugleich als Lehre dient, erhält an der unteren Seite die dem Strafsenquerschnitt entsprechende Form. Die der Höhenlage entsprechend verstellbaren eisernen Rollen *r r* laufen auf etwa 4/6 cm starken Latten, welche auf die Bordsteine gelegt werden, wobei ein Mann den Pflug mittels des Handgriffes *h* führt, während drei oder mehr Arbeiter an Zugsträngen *z*, die an den Haken *n* befestigt sind, den mit einer eisernen Schneide *s* versehenen Pflug über die abzugleichende Unterbettung wiederholt hinwegziehen, bis die Oberfläche genügend geglättet ist.

Nach der angeführten Quelle wird das so hergestellte Steinschlagpflaster in der Herstellung erheblich billiger, als ein Klinkerpflaster oder eine gewöhnliche Pflasterbahn, aber 10—20 % teurer als eine Steinschlagbahn. Ob dasselbe bei Benutzung sehr nahe

---

[23]) Vergl. Ammon. Die Unterhaltung der Kunststrafsen, S. 8 und Dreling. Über die Beziehungen des Verkehrs zur Korngröfse und Gesteinsart des Deckmaterials. Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1892, S. 117.

[24]) Nach Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1887, S. 429.

gelegener Steinbrüche nicht ebenso billig herzustellen wäre, als eine Steinschlagbahn, müfste im einzelnen Fall die Berechnung ergeben. Jedenfalls erfordert es geringere Unterhaltungskosten und die spätere Erneuerung wird nicht so teuer, als diejenige einer gewöhnlichen Steinschlagdecke von viermal geringerer Dauer. Allerdings wird es wohl wesentlich auf die sorgfältige Ausführung ankommen, besonders mufs der Unterbau, als der hauptsächlich tragende Teil, gegen alle Witterungseinflüsse widerstandsfähig sein und darf auch bei Frostaufgang nicht nachgeben.

Das Steinschlagpflaster soll sich angenehmer und leichter befahren, als eine schon etwas abgenutzte Steinschlagbahn und infolge der geringen Abnutzung seine ursprüngliche Form fast vollständig beibehalten. Es ist deshalb auch trockener und sauberer, und soll dasselbe bekiest werden, so genügt es, die Fugen gefüllt zu erhalten, wozu nur die Hälfte des bei Steinschlagbahnen erforderlichen Kieses nötig ist.

Nach dem neuesten Berichte des Baurat Gravenhorst[25]), in welchem das „Steinschlagpflaster“ „Kleinpflaster“ und die verwendeten Steine „Kleinsteine“ genannt werden, haben sich die gehegten Erwartungen in Steigungen (1:22) sowohl, wie in der Wagrechten bestätigt. Im Bezirk der Landesbauinspektion Stade wurden vom Juli 1885 bis Oktober 1893 gegen 70 km (270000 qm) Kleinpflaster unter den verschiedensten örtlichen Verhältnissen hergestellt und wenn dasselbe auch anfangs mit Mifstrauen angesehen wurde, so äufserte sich bald die Zufriedenheit der Bevölkerung und es wurde der Wunsch nach Vermehrung desselben laut. Dieselben Erfahrungen sind vom Landesbauinspektor Sprengell in Geestemünde gemacht worden, wo bis Ende 1892 gegen 4,2 km Landstrafsen in Kleinpflaster befestigt wurden. Besonders bewährt hat sich diese Befestigungsweise auf der zu Zeiten durch Sturmfluten überschwemmten Strafse von Stade nach Brunshausen, da dieselbe sich glatt und eben hält, während die frühere Steinschlagbahn unter dem Wellenschlag litt und sehr hohe Unterhaltungskosten erforderte.

Bezüglich der Bauweise hat sich ergeben, dafs der Unterbau völlig fest und genau nach dem Lehrbrett eingeebnet und festgewalzt werden mufs und dafs als Unterlage für die Steine eine Sandschicht von 1—2 cm nicht nur genügt, sondern besser ist als die früher verwendete 4—6 cm starke Sandschicht. Auch darf das Pflaster nicht blofs abgewalzt, sondern mufs kräftig abgerammt werden. Aufser Findlingen gelangten auch Kohlensandsteine und Oolithenkalke zur Verwendung. In einer steinarmen Gegend ist mit Rücksicht auf die Versendungskosten stets das bessere, wenn auch teurere Material vorzuziehen. Als Höhe der Steine haben sich 6—7 cm, ja sogar 5 cm bewährt und im allgemeinen ergeben kleinere Steine ein ebeneres Pflaster, sodafs 8—9 cm, mit welcher Höhe die Arbeiter gern die Steine herstellen, mit Rücksicht auf die längere Dauer als gröfstes Mafs anzunehmen ist. Statt die ganze Breite der Strafse zu pflastern, können an beiden Seiten Streifen von 40—50 cm aus Steinschlag angeordnet werden, die, nur beim Ausweichen befahren, sich wenig abnutzen. Die Messungen der Oberflächenabnutzung ergaben, dafs die Abnutzung des Kleinpflasters nur $^1/_7$ bis $^1/_8$ derjenigen der Steinschlagbahnen beträgt.

Nur auf frisch aufgeschütteten Dämmen, auf Torfmooren und auf Strafsen, die durch sumpfiges Gelände führen, ist das Kleinpflaster nicht zu empfehlen, weil die durch

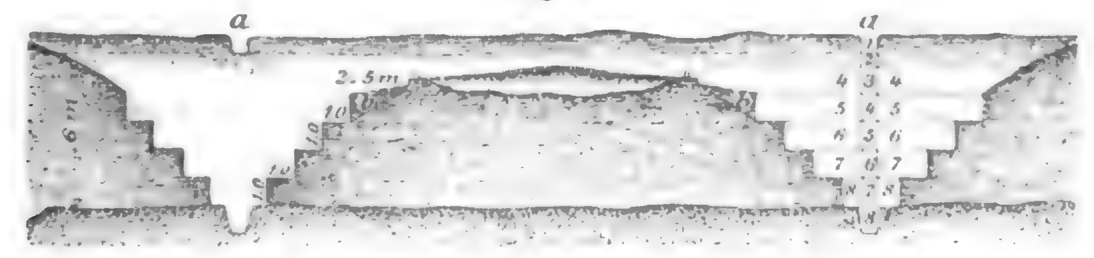
[25]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1894, S. 19. Vergl. auch Deutsche Bauz. 1894, S. 325 u. 418 und Nessenius. Strafsenbaumaterialien der hannoverschen Tiefebene und die Überpflasterung der Steinschlagbahnen durch Kleinpflaster. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1895, S. 19, und Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1895, S. 174.

Versackung leicht entstehenden Unebenheiten nicht blofs eine Ausbesserung des Pflasters selbst, sondern auch eine Abgleichung des Unterbaues erforderlich machen.

Man vergleiche hierzu: Kleinpflaster als Überpflasterung von Steinschlagbahnen. Deutsche Bauz. 1894, S. 337 u. 418. Prof. E. Dietrich warnt vor zu weitgehenden Hoffnungen auf diese Neuerung. Er weist auf das ähnliche *„Euston Pavement“*, von 7,6 cm breiten, 10 cm langen und 7,5—10 cm hohen Steinen, in England hin, das auf eine 2,5 cm starke Kiesbettung und betonartigen Unterbau gesetzt wurde und sich keinen Eingang verschaffen konnte. Auch bei dem in London 1878 versuchten, aber nicht beibehaltenen Pflaster von Dennison wurden kleine Steine von 8 cm Länge, 8 bis 10 cm Breite und 8 cm Höhe verwendet. Nessenius weist dagegen nach, dafs das Gravenhorst'sche Kleinpflaster für Landstrafsen von nicht bedeutendem Verkehr billiger als andere Befestigungsarten ist.

Herstellung von Strafsen in Hochmooren. Erfahrungen, die bei der Anlage von Fahrstrafsen gemacht wurden, welche Hochmoore durchziehen, liegen durch Mitteilungen des Baurat Schacht[26]) vor. In Oldenburg haben die Hochmoore meist einen festen Untergrund, der über dem Wasserspiegel der anliegenden Flüsse und Bäche liegt (beim Moor zwischen der Hunte (Wesergebiet) und der Vehne (Emsgebiet), das eine Mächtigkeit von 2—9 m besitzt, liegt beispielsweise der tiefste Punkt des festen Untergrundes noch etwa 1 m über der Fluthöhe). Infolge dessen lassen sich diese Moore entwässern, wenn man mit den Entwässerungsgräben bis in den festen Grund hineingeht, worauf der entwässerte Moorteil bis auf $^2/_3$ zusammensackt und tragfähig wird. Daher müssen bei Strafsenanlagen auf solchen Hochmooren in Entfernungen von 11 bis 14 m von der Axe der anzulegenden Strafse Längsgräben und von 10 zu 10 m sie verbindende Kopfgräben gezogen werden, welch letztere später mit ihrem fast zu Torf gewordenen Aushube wieder auszufüllen sind und dann auch ferner entwässernd wirken. Von Jahr zu Jahr sind die Seitengräben zu verbreitern und staffelförmig zu vertiefen, wie dies Fig. 5 zeigt, bis man im 4. bis 8. Jahre den festen Untergrund erreicht. Dann erst fängt die Strafse an stabil zu werden.

Fig. 5.



Im übrigen mufs auf die nachstehend zusammengestellte Litteratur der Landstrafsen verschiedener Länder hingewiesen werden. Die Pflasterungen u. dergl. werden unter „Städtische Strafsen“ besprochen.

Litteratur.

Vorschriften über die Breite von Landstrafsen, welche zugleich Gleise für Bahnen untergeordneter Bedeutung enthalten. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 188.

Norwegische Strafsen. Deutsche Bauz. 1881, S. 513.

Eigenartig ist die Profilbildung der dortigen Strafsen. Man unterscheidet: 1. für geringen Verkehr die „Spurform“ (sporformen), bei welcher nur in der Mitte der Strafse an den Stellen, auf welchen die Räder laufen (also unter den Radspuren), ein Unterbau, sonst nur Beschotterung der Oberfläche vorhanden ist, 2. für mittleren Verkehr die „Dach-

[26]) Bau der Strafsen im Hochmoore. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1885, S 519, 1891, S. 749.

form" (tagformen), bei welcher die Stärke des Unterbaues nach den Seiten zu abnimmt, 3. für starken Verkehr die „Trogform" (traugformen), bei welcher auf die ganze Breite der Strafse ein kräftiger Unterbau angewendet wird.

Der Umbau der oberitalienischen Landstrafsen mit Rücksicht auf die Einlegung von Strafsenbahngleisen. Sekundärbahn-Zeitung 1882, S. 411.

Vorarbeiten zu Wegebauten in Norwegen. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 396.

Über die Herstellung und Unterhaltung von Steinschlagdecken in Frankreich. Ann. des ponts et chaussées 1881, II, S. 493—527 u. Centralbl. d Bauverw. 1882, S. 146.

Herstellung billiger Landstrafsen. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1882, S. 109.

Die auch in Norwegen gebräuchliche, im Namslauer Kreise angewendete Strafsenbefestigung, bei welcher die Strafse nur unter den Radspuren gröfsere Steinstärken erhält, wird mit Rücksicht darauf abfällig beurteilt, dafs die Abwässerung der Einkofferung schwierig ist, sodafs dadurch die Unterhaltungskosten sich gegenüber gleichmäfsiger Strafsenstärke höher stellen.

Die Befestigung zeitweiliger Strafsen auf sumpfigem Boden mittels Faschinen, Knüppeln, Schlacken etc. Deutsche Bauz. 1882, S. 522.

Schwedische Landstrafsen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1881, S. 331 und Bulletin d. franz. Minist. d. öffentl. Arb. 1890, Aug.

Badisches Strafsenwesen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1881, S. 517 und Deutsche Bauz. 1886, S. 224.

Bau der Landstrafsen in der Provinz Hannover. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1884, S. 308.

Das Württembergische Strafsenwesen in den Jahren 1881 und 1882. Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 526.

Über die Verkehrswege des Festlandes. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1884, S. 17.

Landstrafsen in Spanien. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 294.

Die Staatsstrafsen Italiens. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 123, 1886, S. 405. — Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 198.

Das Strafsenwesen in Rufsland. Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 342.

Beschleunigter Wegebau. Deutsche Bauz. 1887, S. 152.

Das Kehler Pionier-Bataillon hat gelegentlich einer Übung in 14 Arbeitsstunden einen Weg von 510 m Länge und 4 m Kronenbreite hergestellt.

Kreisstrafsen der Provinz Rheinhessen. Wochenbl. f. Bauk. 1887, S. 53 u. 65. — Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 109.

Die Strafsen Norwegens. Eine ausführliche Besprechung in Ann. des ponts et chaussées 1887, Apr. S. 409—487.

Über Kiesstrafsen. Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 260.

Bauinspektor Egon Zöller leitet aus der Thatsache, dafs bei Kiesdecken die glatten abgerundeten Kiesel sich beim Abwalzen vor der Walze in einer Welle verschieben, ohne dafs eine feste Lagerung eintritt, die Notwendigkeit ab: ein Bindemittel zu verwenden, mit Hilfe dessen die Konglomerate der Natur nachgeahmt werden könnten. Da Cement zu teuer ist, wird Lehm verwendet, der aber nicht im Übermafs und am besten schichtenweise in dünnen Lagen aufgebracht wird. Durch sorgfältige Behandlung (Beseitigung der Spuren, des Schlammes, des sich ansammelnden Wassers, Aufbringen von Lehmpulver bei trockenem Wetter) kann die Abhängigkeit der Kiesstrafsen von der Witterung vermindert werden, immerhin werden dieselben in kiesreichen Gegenden nur für leichten Verkehr der Billigkeit wegen beibehalten werden und ihre Berechtigung behalten, wenngleich es zweifelhaft erscheint, dafs ein besseres Bindemittel gefunden würde. Decken aus zerschlagenen gröfseren Kieseln verhalten sich wie Steinschlagbahnen, nur dafs sie verschiedenartiges Material enthalten.

Das Telford-Makadampflaster. Nach Eng. news. — Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 3 u. 16.

Kurze Mitteilungen über Strafsenbau in der Provinz Hannover. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1891, S. 493.

Neue, aber schwerlich zweckmäfsige Strafsenbefestigung von C. E. Keach in Mapleville, Rhode Island, Ver. Staaten. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 152. — Dieselbe besteht aus Schotter zwischen senkrecht zur Strafsenrichtung verlegten Steinreihen.

Strafsenausführungen in Amerika. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 15.

Es wird hauptsächlich auf das unbrauchbare Material hingewiesen, das die Steinbrechmaschinen liefern.

Kunststrafsen im Grofsherzogtum Hessen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 13.

Strafsenbau in China. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 181.

Landstrafsenbau in Preufsen. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 494. — Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 467.

Eine Asphaltchaussee wird im Kreise Teltow in Adlershof bei Berlin versuchsweise 450 m lang hergestellt. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 338.

Über die Versteinung der Kunststrafsenfahrbahnen. Zeitschr. f. Transpw. u. Strafsenb. 1892, S. 261.

Baurat Dreling hebt hervor, dafs die Stärke der Besteinung sich nach der Beschaffenheit des Untergrundes richten müsse. Besteht derselbe aus sehr nachgiebigem Material (nasser Thon, Lehm, Mergel, Ackererde u. s. w.), so mufs er ganz entfernt und durch Kies, Steine u. s. w. ersetzt werden. Daher sei die Anwendung einer Packlage der Makadamisierung vorzuziehen. Im allgemeinen seien die meisten Strafsen zu schwach angelegt und erfordern daher zu grofse Unterhaltungskosten.

Anlage der Landstrafsen in den Vereinigten Staaten. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 65, 81. Wiedergabe eines Vortrags von Ingenieur Janvier im Ingenieurklub zu Philadelphia. Es werden die Fragen der Herstellung, der Kosten, Ausbesserung und Unterhaltung der Strafsen eingehend behandelt und Vorschläge zur Verbesserung gemacht.

Die italienischen Landstrafsen, Umfang, Bauart und Unterhaltung. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 197.

Kunststrafsen und Kleinbahnen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 533.

Ingenieur v. Heising behandelt die Punkte: 1. Welche Spurweite soll den auf der Strafse zugelassenen Bahnen gegeben werden? 2. Welche Strafsenseite soll der Bahn zugewiesen werden? Die Bergseite erscheint der Entwässerung wegen für die Strafse die günstigere. 3. Welche Strafsenteile werden der Bahn zur dauernden Unterhaltung zu überweisen sein? 4. Welcher Oberbau ist zuzulassen? Langschwellen für die Entwässerung ungünstig, Querschwellen in Pflasterstrafsen der geringen Überdeckung wegen unzulässig. 5. Wie steht es mit der Unterhaltung der Kunstbauten, der Brücken u. s. w. Die jedesmalige Prüfung dieser Punkte erscheint von Wichtigkeit.

Makadam-Strafse aus Hochofenschlacke. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 574.

In Chattanooga (Tennessee) wurde zur billigen Befestigung eines noch im Setzen begriffenen Strafsenkörpers eine 23 cm starke Schicht von Hochofenschlacke aufgebracht, abgewalzt und mit einer 5 cm starken Kieslage bedeckt. Die Kosten betrugen 1,9 M. f. d. qm.

Telford-Strafsen in Chattanooga (Tennessee). Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 575.

Auf einer 15 cm starken Packlage von 10—15 cm breiten Steinen wurde eine 5 cm starke Steinlage aufgebracht und gut abgewalzt. Die Deckschicht bildete eine 10 cm starke Lage aus blauen Kalksteinen von 2—5 cm Korngröfse, die ebenfalls gut abgewalzt wurde.

Befestigung von Fahrwegen auf weichem, nachgiebigem Boden. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 595.

In Amerika werden in diesem Falle in den Fahrweg in Abständen von etwa 2 m Querschwellen parallel zu einander und rechtwinklig zur Fahrbahn eingelassen; auf diese werden drei Langbäume in der Richtung des Weges aufgebolzt, sodafs sich ein solcher an jeder Seite und in der Mitte befindet; in die Zwischenräume wird Erde gut eingestampft.

Gegenstände des Strafsenbaues auf der Weltausstellung in Chicago. Engng. news 1893, II, S. 366. — Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 121.

Eiserne Fahrbahn für Strafsen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1894, S. 552 und Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 581.

Auf der Chaussee von Stade nach Hollern wird auf Kosten der Provinz Hannover eine Fahrbahn aus Eisenplatten, die den Pferdebahnschienen ähnlich sind, hergestellt, um an Unterhaltungskosten zu sparen und das Fahren zu erleichtern. Die Eisenplatten werden in Spurweite so in Betonlagen eingelassen, dafs ein Ausweichen sich begegnender Wagen möglich ist. Der Streifen zwischen den Eisenplatten wird mit Kleinpflaster belegt.

Die portugiesischen Strafsen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1895, S. 116. Auszug aus einer für die Kolumbische Weltausstellung von Ingenieur Pimental verfafsten Zusammenstellung.

C. Unterhaltung und Verwaltung der Landstrafsen.

a. Prüfung des Strafsenbaumaterials. Wertziffern.

Während bereits im Jahre 1863 in Baden[27]) eine Zusammenstellung der in den Jahren 1851—1861 gemachten statistischen Erhebungen über die Länge der Staatsstrafsen und Vicinalwege, den Verkehr auf denselben, über die Unterhaltungskosten und Materialmengen, sowie über den Verbrauch der verschiedenen Materialgattungen erfolgte, aus denen sich Schlüsse auf die relative Güte eines bestimmten Materials ergaben, schränkte man in den Nachträgen (1869 und 1876) den Vergleich des wirtschaftlichen Wertes der Materialien dahin ein, dafs die Materialgattungen nicht eingehend berücksichtigt wurden.[28]) In den übrigen deutschen Staaten mit Ausnahme Württembergs und Bayerns (vergl. weiter unten) fand die statistische Behandlung dieser Fragen soweit bekannt wenig Nachahmung.[29]) In Frankreich war die Wichtigkeit der genauen Kenntnis des Verhaltens der Strafsenbaumaterialien in bestimmten Strafsenstrecken gegen die daselbst angenähert in gleicher Weise wiederkehrenden Inanspruchnahmen schon früher erkannt worden und es wurden die seit 1844 in regelmäfsigen Zwischenräumen von 5—8 Jahren stattgefundenen Feststellungen des Verkehrs nicht allein fortgesetzt, sondern es erhielten dieselben durch neue Erlasse und Verordnungen[30]) eine höhere Bedeutung, indem seit 1877 Versuchsstrecken auf allen Staatsstrafsen *(routes nationales)* eingerichtet und in einheitlicher Weise beobachtet wurden.

Diese Beobachtungen hatten zum Zweck, die jährliche Abnutzung der Strafsen für das Kilometer und 100 Zugtiere aus folgenden Gröfsen zu bestimmen: 1. aus der Menge des während der Beobachtungsperiode gebrauchten Materials, 2. aus der Menge des während derselben Periode zur Neubeschotterung verwendeten Materials, 3. aus den Veränderungen in der Stärke der Deckschicht.[31])

Die letzte Zählung des Verkehrs fand im Jahre 1888 ganz in ähnlicher Weise wie 1882[32]) statt, indem an allen auf das ganze Strafsennetz gleichmäfsig verteilten Zählstellen gleichzeitig im Laufe des Jahres an jedem 13. Tage die Zugtiere gezählt wurden. Jeder Wochentag kam also viermal im Jahre als Beobachtungstag zur Geltung. Dabei unterschied man fünf Gattungen des Verkehrs, denen entsprechende Wertziffern beigelegt wurden:

1. Beladenes Fracht- oder landwirtschaftliches Fuhrwerk mit der Wertziffer 1
2. Beladenes oder leeres öffentliches Reisefuhrwerk . „ „ „ 1
3. Privatfuhrwerk und leeres Frachtfuhrwerk . . . „ „ „ $^1/_2$
4. Einzelne nicht angespannte Pferde und Grofsvieh . „ „ „ $^1/_5$
5. Kleinvieh . . . . „ „ „ $^1/_{30}$

Die Pferde wurden in ihrer Gesamtzahl gezählt. Bei Dampfwagen wurde eine entsprechende Zahl der Zugtiere aus dem Verhältnis des Gesamtgewichtes (mit Maschine)

---

[27]) Beiträge zur Statistik der inneren Verwaltung im Grofsherzogtum Baden, Jahrgang 1863.

[28]) Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 89. L. Schwering. Die Statistik der Bauunterhaltungskosten.

[29]) Vergl. auch den Aufsatz von Eg. Zöller. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1884, S. 329, 339 u. 352.

[30]) Ann. des ponts et chaussées, Lois, Decrets etc. 1877, S. 700; 1878, S. 1222; 1879, S. 132; 1881, S. 1323 u. 1470; 1883, S. 529 u. 646; 1885, S. 557; 1886, S. 89; 1887, S. 377, 666, 667, 861; 1888, S. 465, 740; 1889, S. 233; 1893, S. 520.

[31]) Ann. des ponts et chaussées 1877, Lois, Decrets etc., S. 700.

[32]) Bulletin du Ministère des travaux publics 1884, S. 7. Vergl. auch Dietrich. Die Baumaterialien der Steinstrafsen. Berlin 1885. S. 23 u. 24.

zum mittleren Gewicht eines mit einem Pferde bespannten Frachtwagens berechnet, wobei das Pferd mitgewogen wurde. Die Nachtzählungen waren im Jahre 1888 häufiger als im Jahre 1882, in welchem an einigen Zählstellen keine Nachtzählungen stattgefunden hatten.

Der Materialverbrauch wurde in der Weise ermittelt, dafs die Menge des wirklich verwendeten Materials notiert und die Abnutzung der Strafsenoberfläche durch genaue Profilaufnahmen festgestellt wurde, wobei die Abnutzung der Decke auch durch unmittelbares Messen an aufgehauenen Stellen zur Vergleichung kam. Zu diesem Zweck hatte man, um die neue Schicht von der früheren unterscheiden zu können, vor dem Aufbringen der neuen Schotterdecke die Versuchsstrecke mit einem Überzuge leichtflüssigen Teers versehen. Das Verhältnis des körperlichen Inhalts der komprimierten Strafsendecke zu dem Inhalt der zu deren Herstellung erforderlichen locker geschütteten Materialmenge war dabei wie 1 : 1,4 oder gleich $^2/_3$ angenommen worden.

Zur Ermittelung der Wertziffern endlich wurde angenommen, dafs die Güte des Materials im umgekehrten Verhältnis zu der für die Längeneinheit (km) und Verkehrseinheit (100 Zugtiere) verbrauchten Materialmenge stehe. Bedeuten μ und μ' die Wertziffern zweier Materialien, Q und Q' die für eine, gleichen Verkehrs- und Witterungsverhältnissen ausgesetzte, gleich lange Strafsenstrecke für das Kilometer und 100 Zugtiere jährlich aufzuwendende Materialmenge, so verhält sich also $\mu : \mu' = Q' : Q$. $\mu Q = \mu' Q'$ ist also konstant und wird Verbrauchsnorm (*étalon de la consommation*) genannt.

Für das härteste Material (Basalt aus den Vogesen) ergab sich ein durchschnittlicher jährlicher Materialverbrauch $Q = 15$ cbm; für dasselbe wurde $\mu = 20$ gesetzt, sodafs also als Verbrauchsnorm $\mu Q = 300$ sich ergab. Durch Division mit den betreffenden Verbrauchsmengen liefs sich hieraus nachstehende Skala von Wertziffern ableiten:[33])

Q = jährlicher Verbrauch in cbm für 1 km und 100 Zugtiere täglich	Wertziffer μ	Gütebezeichnung
60	5	schlecht
50	6	mittelmäfsig
40	7,5	genügend
30	10	ziemlich gut
25	12	gut
20	15	sehr gut
15	20	vorzüglich

In Bayern wurden im Herbst 1881 nach dem Vorbilde Frankreichs ähnliche Untersuchungen begonnen[34]), indem unter Berücksichtigung und Zählung des Verkehrs die Menge des verwendeten Materials und die Abnutzung der Oberfläche auf besonderen Versuchsstrecken beobachtet wurden, während die Veränderungen im Innern des Fahrbahnkörpers unberücksichtigt blieben. Zu den Profilmessungen diente der für diesen

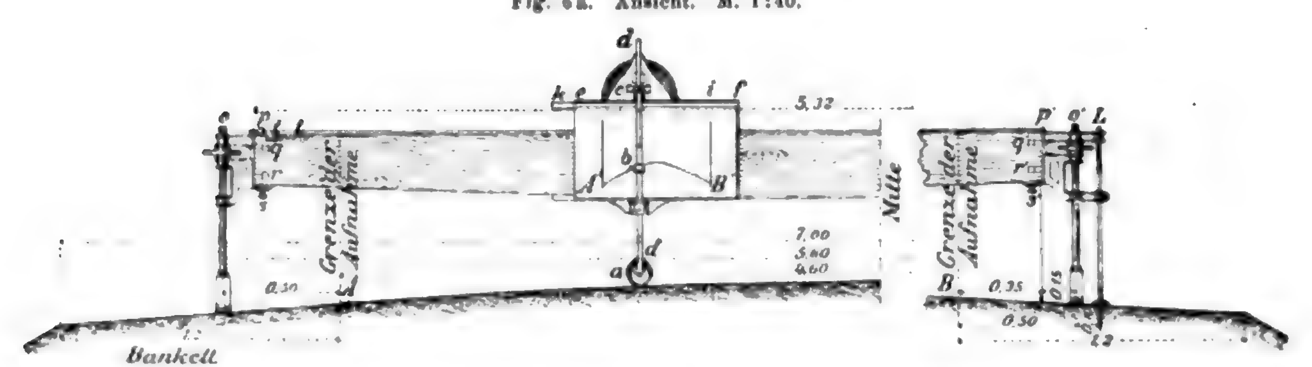
---

[33]) Ann. des ponts et chaussées 1879, Decrets, Lois etc. S. 114. Vergl. auch Dietrich. Die Baumaterialien der Steinstrafsen, S. 17.

[34]) Über Bestimmung von Qualitätskoefficienten für die auf den bayerischen Staatsstrafsen verwendeten Deckmaterialien und die Grenzen ihrer Verwendung von Oberbaurat J. Schmid in München. Zeitschr. f. Baukunde 1882, S. 3.

Fig. 6a bis 6c. *Profilograph.*

Fig. 6a. Ansicht. M. 1:40.



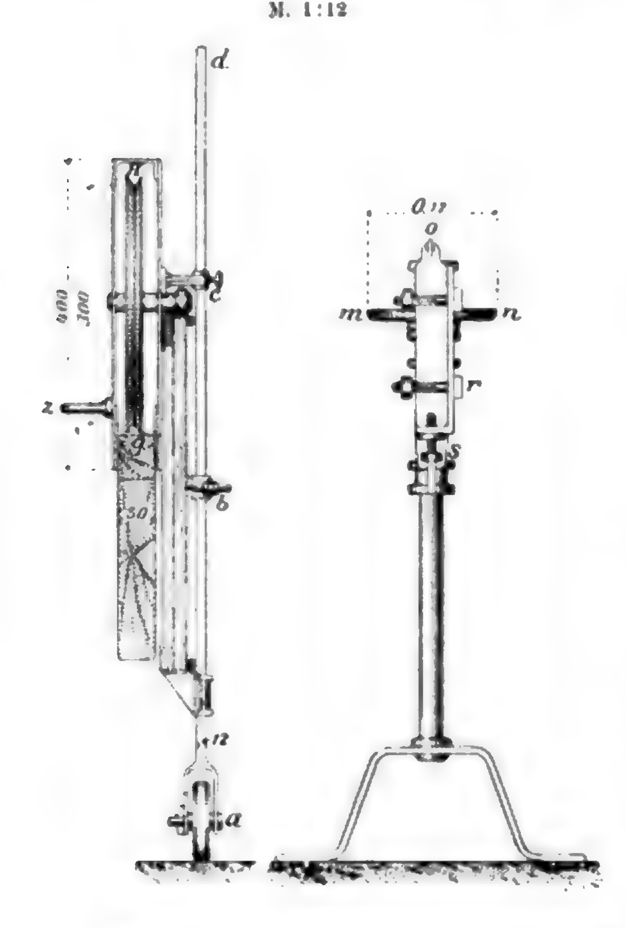


Fig. 6b. Schnitt bei *k* (Fig. 6a).

Fig. 6c. Stütze *o* (Fig. 6a).

M. 1:12

Zweck von Oberbaurat Schmid konstruierte Profilograph, s. Fig. 6a bis 6c. Derselbe besteht aus einer an den Enden durch lotrecht verstellbare eiserne Ständer *o* und *o'* unterstützten Latte, die mit Hilfe der Libelle *t t* durch die Schraubenmutter *m n* (Fig. 6c) in eine wagerechte Lage gebracht werden kann. Längs dieser Latte ist ein blechernes Gehäuse verschiebbar, in welchem eine in einem eisernen Rahmen hängende Zeichentafel mittels der horizontalen Zahnstange *e f* durch das Getriebe des in einer Drahtschlinge sich bewegenden Laufrades um 1/10 der Seitwärtsbewegung nach rückwärts verschoben wird. Vor dem Blechgehäuse ist in einer Führung die mittels der Laufrolle *a* (Fig. 6b) auf der Strafsenoberfläche aufruhende, vertikal bewegliche Stange *d d* angebracht, welche einen Zeichenstift trägt, der, durch eine Feder an die Zeichentafel angedrückt, das Profil der Strafse auf ein an der Zeichentafel mit Heftstiften befestigtes Papier zeichnet. Infolge des angewendeten Übersetzungsverhältnisses erscheinen die Höhen in natürlicher Gröfse, die Längen im Mafsstab 1/10.

Mit diesem Apparat wurden auf den Versuchsstrecken jährlich unmittelbar vor der Herbst-Einbettung in Abständen von 2 bis 4 m, je nachdem die Strecken 50 oder 100 m lang waren, Querprofile aufgenommen. Bei schmalen und wenig verkehrsreichen Strafsen geschah dies gleich auf die ganze Breite der Strafse, bei breiten und stark befahrenen Strafsen jedoch für jede Fahrbahnhälfte gesondert, um Verkehrsstörungen zu vermeiden.[35])

Eine ähnliche Vorrichtung zur Aufnahme von Strafsenquerschnitten ist vom Ingenieur F. Turola unter dem Namen „Autodoskop“ in Vorschlag gebracht worden.[36]) Dieselbe besteht ebenfalls aus einer quer über die Strafse reichenden, mit ihren Enden

[35]) Über die Arbeiten vor Beginn der Aufnahmen und über die Handhabung des Apparates s. die angeführte Quelle und Dietrich. Die Baumaterialien der Strafsen, S. 20 ff.

[36]) Politecnico 1888, S. 25.

auf geeigneten Böcken aufruhenden Latte, an welcher ein lotrechter, einen Bleistift tragender Stab seine Führung findet, dessen unteres Ende das auf der Strafsenoberfläche rollende Laufrad trägt. An der Latte sind ferner zwei Walzen aufgehängt, deren Axen durch Kegelräder von der Axe des Laufrades aus entgegengesetzt gedreht werden, sodafs bei der Bewegung des letzteren ein Papierstreifen sich von der einen Walze abwickelnd auf der anderen aufwickelt, während gleichzeitig der Stift das Profil in natürlicher Gröfse aufzeichnet.

Einfacher ist die vom Landesbauinspektor Nessenius verwendete Mefsvorrichtung[37]); sie besteht aus einer horizontal einzustellenden Latte, an welcher in Abständen von je 25 cm etwa 50 cm lange, mit glatten Füfsen versehene Stäbe durch Klemmschrauben befestigt sind. Zum Zweck einer Profilaufnahme werden dieselben nach Horizontalstellung der Latte bis auf die Steinbahn niedergelassen und festgeklemmt und nach Umlegung der Vorrichtung kann man die Mafse zwischen der Unterkante der Latte und dem Ende der Stäbe messen und sofort als Ordinaten auf Quadratpapier auftragen. Allerdings erhält man nur einzelne Punkte des Profils, die nicht, wie bei der Aufnahme mit dem Nivellierinstrument, ausgewählt werden können, sodafs unter Umständen vorhandene Unebenheiten in dem erhaltenen Profil nicht zum Ausdruck kommen.

In Württemberg[38]) wurden, durch Erlafs der Ministerialabteilung für Strafsen- und Wasserbau vom 28. März 1884 an sämtliche 16 Strafsenbauinspektionen, gleichfalls Versuche angeordnet, die sich den oben geschilderten anschliefsen und innerhalb der Jahre 1885/88 auf Versuchsstrecken von 24,37 km Gesamtlänge ausgeführt wurden. Dabei wurde auf 13,42 km Länge der Versuchsstrecken der eingebrachte Schotter gewalzt, auf 10,95 km Länge blieb derselbe ungewalzt. Die Versuchsergebnisse sind in drei verschiedenartig angeordneten Übersichten zusammengestellt worden:

1. die einzelnen Versuchsstrecken erscheinen nach der Gröfse des täglichen Gesamtverkehrs geordnet[39]),
2. die einzelnen Steingattungen sind nach den verschiedenen Verkehrsklassen geordnet[40]),
3. die Ergebnisse wurden nach den verschiedenen Gesteinsarten geordnet.[41])

Aufserdem wurden die Ergebnisse teilweise bildlich aufgetragen.[42])

Zunächst ergab sich, dafs, auf das Kilometer Strafse und 100 Zugtiere des täglichen Verkehrs berechnet, in den meisten Fällen der Materialverbrauch, sowie der Aufwand für Handarbeit bei den ungewalzten Strecken gröfser als bei den gewalzten war, sodafs die Versuchsergebnisse in erster Linie zu Gunsten der ausschliefslichen Verwendung der Walzen bei der Unterhaltung der Staatsstrafsen sprechen.[43]) Ferner wird ausgesprochen[44]), 1. dafs bei starkem Verkehr — etwa 1500 Zugtiere täglich und darüber — aufser bei ganz besonders günstigen Lage- und Steigungsverhältnissen die Unter-

[37]) Deutsche Bauz. 1888, S. 98.

[38]) Verwaltungsbericht der Königl. Ministerialabteilung für den Strafsen- und Wasserbau für die Rechnungsjahre 1891/92 und 1892/93. I. Abt. Strafsenbauwesen. Stuttgart 1894. S. 33 ff.

[39]) Daselbst Tab. 7, S. 37. Für die Gröfse des täglichen Verkehrs wurden 6 Klassen aufgestellt: I. Kl. über 1000 Zugtiere, II. Kl. 500—1000, III. Kl. 250—500, IV. Kl. 100—250, V. Kl. 50—100, VI. Kl. 30—50 Zugtiere.

[40]) Daselbst Tab. 8, S. 59.

[41]) Daselbst Tab. 9, S. 70.

[42]) Daselbst Beilage 2 und 3.

[43]) Daselbst S. 36.

[44]) Daselbst S. 74.

haltung der Strafsen mit Schotter nicht mehr vorteilhaft erscheint, somit der Übergang zur Pflasterung anzustreben sei; 2. dafs sich ziffermäfsig nicht nachweisen lasse, mit welchen Gesteinsarten in den verschiedenen Verkehrsklassen die beste und zugleich billigste Unterhaltung der Strafse zu erreichen ist. Jedoch verdienen bei starkem, sowie bei geringem Verkehr die harten Gesteine den Vorzug, während bei mittlerem Verkehr auch die besseren weichen Steinarten besonders bei grofsen Preisunterschieden mit Vorteil verwendet werden können.

Da im Vergleich zum Zeit- und Geldaufwande der Erfolg der angestellten Versuche nur ein geringer genannt werden mufs, so wurde in Württemberg die Fortführung derselben in gleichem Umfange unterlassen, dagegen sind in dem angeführten Verwaltungsbericht[45]) Übersichten über die in dem Zeitabschnitte 1891/93 zur Unterhaltung der Strafsen verwendeten Materialarten und Mengen veröffentlicht, die im Zusammenhang mit den damit unterhaltenen Strafsenlängen sich zur Ableitung von Wertziffern verwenden lassen.

Als fernere Bemühungen dieser Art sind die vom Landesbauinspektor F. Gravenhorst zu Stade zum Zweck der Beobachtung des Einflusses der Bekiesung auf die Abnutzung der Steinschlagbahnen seit 1880 angestellten Verschleifsmessungen anzuführen. Weil die gewöhnlichen Profilmessungen sowohl, als auch die Messung der Steinbahnstärken nicht ausreichend erschienen, fanden sehr sorgfältige Profilaufnahmen von frostfrei versenkten Fixpunkten aus mittels eines Nivellierinstrumentes statt, bei welchen man die Abstände der Ordinaten an einer Latte von 20 zu 20 cm mafs, welche stets auf dieselbe, durch versicherte Pfähle bezeichnete Stelle gelegt wurde.[46])

Wie die Berichte von Menche de Loisne[47]) und Mille[48]) ergeben, haben die Beobachtungen in Frankreich ebenfalls seither noch nicht vollkommen befriedigende Ergebnisse geliefert; der letztere betont besonders, wie die Irrtümer dadurch hervorgerufen seien, dafs man die Wertziffern aus dem Unterschiede zwischen der bei Herstellung einer neuen Schotterdecke verbrauchten Steinschlagmenge und der beim späteren Aufbruch noch vorhandenen Menge an Steinstücken von mehr als 0,02 m Korngröfse bestimmt habe. Man hat dabei übersehen, dafs beim Walzen sofort ein für verschiedene Steinsorten verschieden grofser Teil der Steinschlagmenge zu kleineren Stücken von weniger als 0,02 m Korngröfse zerspringt, dafs also von der eingebauten Steinschlagmenge, unter Berücksichtigung dieser Zertrümmerung, ein entsprechender Abzug gemacht werden müfste. Ingenieur Mille verwirft ferner die Profilmessung für den Zweck der Feststellung des Kubikinhalts, da sich der ganze Strafsenkörper während der Walzung und während der Beobachtungsperiode gesenkt haben kann. Derselbe erstrebt die Einführung der einfachen Angabe der jährlichen Verbrauchsmenge für das Kilometer einer bestimmten Strafsenstrecke, welche Gröfse er den „Unterhaltungskoefficienten“ *(coefficient d'entretien)* nennt und für dessen Bestimmung er die „Sondierungsmethode“, d. h. die Ermittelung der verwendeten und der nach der Beobachtungsperiode noch vorhandenen Materialmenge durch Aufgraben vorschlägt.

---

[45]) Daselbst Tab. 10–12, S. 76–81 und Beilage 4.

[46]) F. Gravenhorst. Über den Einflufs der Bekiesung auf die Dauer der Steinschlagdecken u. s. w. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1887, S. 409.

[47]) Note sur la qualité des matériaux d'empierrement de provenence extérieure, employés dans le département de l'Aisne par M. Menche de Loisne. Ann. des ponts et chaussées 1883, I, S. 5.

[48]) La determination des coefficients de qualité des matériaux d'entretien par voie d'experiences directes par M. Mille. Ann. des ponts et chaussées 1889, II, S. 293.

Bezeichnet V den zur losen Beschotterung erforderlichen Kubikinhalt an Schottersteinen, v den Kubikinhalt des nach der Walzung noch über 0,02 m Korngröfse behaltenden Materials, v' den Kubikinhalt des am Ende der Prüfungsperiode noch über 0,02 m Korngröfse behaltenden Materials, so ist der durch Abnutzung verschwundene Inhalt gleich $v - v'$. Um denselben zu ersetzen, mufs aber ein Kubikinhalt von

$$\lambda = \frac{V}{v}(v - v') = V - \frac{V}{v} v'$$

der Strafse zugesetzt werden. Diese Gröfse λ wäre also der Unterhaltungskoefficient.

Von den in obigem Ausdruck für λ enthaltenen Gröfsen ist V bekannt, v und v' sind durch Aufgraben oder Sondieren zu ermitteln. Um die Versuchsstrecke selbst nach der Einwalzung nicht wieder aufgraben, also zerstören zu müssen, kann eine zweite abseits gelegene Strecke so hergestellt werden, dafs sie eine gleiche Breite und gleiche Dicke der Beschotterung vor der Walzung wie die eigentliche Versuchsstrecke aufweist und mit ebenso viel Walzgängen als jene befahren wird. Gleich nach der Walzung wird diese zweite Versuchsstrecke aufgegraben und es wird untersucht, wie grofs jetzt der Kubikinhalt des über 0,02 m Korngröfse aufweisenden Materials ist. Wird diese zweite Versuchsstrecke kürzer gewählt, so erhält man statt der Kubikinhalte V und v kleinere V_1 und v_1, jedoch bleibt das Verhältnis $\frac{V_1}{v_1} = \frac{V}{v}$ bestehen. Die noch fehlende Unbekannte v' kann dann nach beendigter Prüfungsperiode durch Aufgraben der eigentlichen Versuchsstrecke ermittelt und somit der Unterhaltungskoefficient bestimmt werden.

Gewissenhaft nach dieser Methode für verschiedene Gesteinsarten ausgeführte, zwar etwas umständliche Beobachtungen dürften allerdings zuverlässige Resultate ergeben, die den Vorteil haben, dafs sie den Jahresbedarf des betreffenden Steinmaterials unmittelbar als losen Schotter angeben, wobei die Verkehrsgröfse selbst nicht mehr auftritt, in ihrer Einwirkung ist dieselbe jedoch voll berücksichtigt; dagegen bleibt die seitherige Berücksichtigung des Verkehrs in Frankreich durch Klassifizierung nach bestimmten Fuhrwerksarten und durch Annahme einer Norm von 100 Zugtieren unsicher, da in der Regel ein 4 t schwerer Wagen, besonders bei weicheren Steinsorten, mehr Material im Innern der Steindecke zerstört und zersplittert, als zwei je 2 t schwere Fuhrwerke. Sollen aus den beobachteten jährlichen Unterhaltungskoefficienten λ, mit Bezug auf die Verkehrsgröfse, Wertziffern für verschiedene Steinsorten abgeleitet werden, so müfste vor allem mit gröfserer Sicherheit als seither festgestellt werden, in welchem Verhältnis das schwerere Fuhrwerk mehr zu berücksichtigen ist und welcher Einflufs auf die Abnutzung durch die Hufe der Tiere und durch die Art des Hufbeschlags ausgeübt wird.

Haben somit auch in Frankreich die Untersuchungen noch nicht zu durchschlagenden Erfolgen geführt, so bilden sie dennoch ein wichtiges Glied in der Weiterentwickelung der Erkenntnis über die Anwendbarkeit und den relativen Wert der Strafsenbaumaterialien, namentlich aber sind dieselben in ihrer einheitlichen Durchführung der Nachahmung wert und es wäre erwünscht, wenn durch Übereinkunft der Einzelstaaten in Anschlufs an das, was in Baden, Bayern, Württemberg und Hannover[49]) geschehen ist, in Deutschland eine einheitliche Durchführung ähnlicher Beobachtungen zu stande gebracht würde.

---

[49]) Vergl. aufser dem früher angeführten Aufsatz von Gravenhorst noch: Nessenius. Mitteilungen über die Wegebaumaterialien der Provinz Hannover. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1883, S. 581 und „Kurze Mitteilungen über Strafsenbau“ von demselben, ebenda 1891, S. 493.

Neben den angeführten praktischen Bestrebungen zur Ermittelung der Güte und Brauchbarkeit des Besteinungsmaterials durch Versuchsstrecken sind, dank der durch Bauschinger angebahnten Einheitlichkeit des Vorgehens, von nicht minderer Wichtigkeit die in neuerer Zeit auf den Versuchsanstalten mit den verschiedenen Materialien vorgenommenen unmittelbaren Prüfungen auf Druck, Abschleifen und Anbohren in trockenem und nassem Zustande, auf Politurfähigkeit (Glattwerden) und auf Wetterbeständigkeit. Auch die in Württemberg in letzter Zeit zur Vervollständigung der Versuche über die Festigkeit und Abnutzung der zur Strafsenunterhaltung verwendbaren Gesteinsarten vorgenommenen mikroskopischen Untersuchungen, namentlich der ungeschichteten (porphyrischen) Gesteinsarten, welche dem Professor Dr. Kloos übertragen waren[50]), erscheinen geeignet, weitere Aufschlüsse darüber zu geben, ob sich die mineralogischen Bestandteile der Gesteine in unverändertem, unverwitterten Zustande befinden, ob und welche vornehmlich zur Verwitterung geeigneten Bestandteile die Gesteine enthalten und wie weit die etwaige Verwitterung vorgeschritten ist. Die besprochenen Prüfungen gestatten von vornherein gewisse Materialien auszuscheiden und gegenüber den langwierigen Beobachtungen auf Versuchsstrecken in verhältnismäfsig kurzer Zeit einen Überblick zu gewinnen. Über diesen Gegenstand mufs jedoch auf das schon mehrfach angeführte Werk von Prof. Dietrich, „Die Baumaterialien der Strafsen", Berlin 1885, und auf die nachstehende Litteratur verwiesen werden.

Litteratur über Strafsenbaumaterialien.

Bestimmung der Verwendungsgrenzen für Deckmaterialien aus verschiedenen Bezugsorten. Zeitschr. f. Bauk. 1882, S. 14. Vergl. auch „Verwendungsgrenzen" der einzelnen Steinbrüche durch „Wertlinien", Dietrich. Die Baumaterialien der Steinstrafsen, S. 14.

Transportweiten des Sandes als Strafsenbaumaterial. Deutsche Bauz. 1885, S. 299.

Note sur la détermination de la limite d'emploi sur une route des matériaux d'empierrement provenant de deux carrières données en tenant compte des coefficients de qualité par M. Carrau. Ann. des ponts et chaussées 1891, II, S. 442.

Prüfung natürlicher Steine auf Frostbeständigkeit und Widerstandsfähigkeit gegen die Einflüsse der Atmosphärilien. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1886, S. 132.

Die Wirkung des Frostes auf Strafsenbefestigungen nach dem Engineer. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1886, S. 172, 179, 188.

Über die Haltbarkeit verschiedener Pflastermaterialien. Bericht von J. Lovegrove über den ihm unterstellten Hockney-Distrikt. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1886, S. 5 u. 12.

Über die Druckfestigkeit natürlicher Gesteine. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1886, S. 119.

Es werden die Ergebnisse der Versuche von E. Böhme an der Königl. techn. Versuchsanstalt zu Berlin mitgeteilt.

Die Prüfung der Strafsenbaumaterialien. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1887, S. 99 u. 108 und Wochenbl. f. Bauk. 1887, S. 249 u. 250.

Auszüge aus den Beschlüssen der bezüglichen Konferenzen zu München vom 22. bis 24. Sept. 1884 und zu Dresden vom 20. bis 21. Sept. 1886.

Über die Wertschätzung von Schotter als Pflastermaterial nach dem Engineer. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 258, 269.

Mitteilungen aus der Königl. technischen Versuchsanstalt zu Berlin 1889.

Ergänzungsheft II enthält Untersuchungen von Strafsenbausteinen in Bezug auf Festigkeit, spezifisches Gewicht, Härte, Wasseraufnahme, Zugfestigkeit und Wetterbeständigkeit. In welcher Weise die letztere, für Strafsen besonders wichtige Untersuchung erfolgte, ist nicht angegeben.

---

[50]) Verwaltungsbericht der Königl. Ministerialabteilung für den Strafsen- und Wasserbau, I. Abt. Stuttgart 1894. S. 20—33. Das Gutachten des Dr. Kloos wird vollständig mitgeteilt.

Die Baumaterialien der Schweiz an der Landesausstellung 1883 von U. Meister, Fritz Locher, Alex. Koch und L. Tetmayer. Zürich 1884.

Mitteilungen aus dem mechan.-technischen Laboratorium in München von Bauschinger.

Mitteilungen aus der Anstalt zur Prüfung der Baumaterialien am Polytechnikum zu Zürich von Tetmayer.

Strafsenbaumaterialien im Grofsherzogtum Hessen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 63. Nach einem von Prof. Dr. Lepsius gehaltenen, im Februarheft des Gewerbeblattes für Hessen veröffentlichten Vortrage.

Die gebräuchlichsten Strafsenbaumaterialien in Österreich, Deutschland u. s. w. *Zeitschr.* f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 53.

Von dem Direktor Dr. Aristides Brezina der mineralogischen Abteilung des k. k. Naturhistorischen Hofmuseums in Wien ist ein Führer durch die Baumaterialiensammlung herausgegeben worden, der die 7000 Nummern ordnet und die technische Verwendung der einzelnen Materialien bespricht. Den Strafsenbau betreffen besonders: 1. Weg- und Strafsenschotter, 2. Trottoir- und Strafsenpflaster, 3. Rohmaterialien für Ziegel, 6. Rohmaterialien für Cement, 10. Kunststeine. In obigem Aufsatze werden von Dehnhardt einige der Schotter- und Pflastermaterialien ausführlicher besprochen.

Über die Beziehungen des Verkehrs zu der Korngröfse und Gesteinsart des Deckmaterials bei Schotterstrafsen. Von Landesbaurat Dreling. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 117.

Herr Dreling wendet sich gegen die Ansicht, dafs das widerstandsfähigste Material stets das beste sei, da die Oberfläche der Schotterstrafsen nur dann sich dauernd eben erhalten kann, wenn die vortretenden Schotterstücke immer wieder durch die Räder der Fuhrwerke zerdrückt und die kleinen Teile in die Steindecke hineingeprefst werden, sonst treten durch die Abnutzung der Oberfläche die gröfseren Steine mehr und mehr über die Oberfläche hervor, machen dieselbe holperig, bis sie endlich herausgerissen als Rollsteine aufgelesen werden müssen. Die Unmöglichkeit der Zerdrückung kann sowohl durch die Härte der Gesteinsart, als auch durch die Gröfse des einzelnen Steines und durch die ungenügende Schwere der Fuhrwerke begründet sein. Es mufs also die Materialart und Korngröfse des Steinschotters der Schwere und Art des Verkehrs angepafst werden, und wird sehr hartes Material gewählt, so mufs bei leichtem Verkehr die Korngröfse geringer genommen werden.

Reibungswiderstände der verschiedenen Strafsenbefestigungen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 101. Über diesen Gegenstand wird eine Tabelle mitgeteilt.

Einheitliche Untersuchungsmethoden. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 413.

Die auf die einheitlichen Untersuchungsmethoden der Strafsenbaumaterialien bezüglichen Beschlüsse der Konferenzen zu München, Dresden, Berlin und Wien werden mitgeteilt.

b. Unterhaltungsarten und Personal.

In engstem Zusammenhange mit den im vorigen Abschnitt besprochenen Untersuchungen und Beobachtungen steht die Thätigkeit der Strafsenverwaltung und die Anordnung der Unterhaltung der Strafsen, denn erst wenn alle Umstände, welche auf die Beschaffenheit der Strafse von Einflufs sind, geprüft und erkannt werden, kann die Strafsenverwaltung Mafsnahmen treffen, die zu einer gleichmäfsig guten Erhaltung der Strafsen führen.[51]) Da die Hälfte bis ²/₃ der Unterhaltungskosten auf die Beschaffung der Deckmaterialien entfallen, so besteht ein Hauptteil der Aufgabe einer Strafsenverwaltung darin, die erwähnten Untersuchungen und Beobachtungen rechtzeitig anzuordnen, zu leiten und zu überwachen und den Ergebnissen die eigentliche Unterhaltung anzupassen.[52]) In dieser Hinsicht ist als ein Schritt zur Besserung die Überweisung

[51]) Vergl. Egon Zöller. Die Strafsentechnik als Wissenschaft. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1883, S. 159.

[52]) Vergl. Egon Zöller. Über Organisation der Strafsenunterhaltung und Verwaltung. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1884, S. 329, 339 u. 352.

der Strafsen an die Provinzen anzusehen, wie dies neuerdings in Preufsen und Hessen geschehen ist, da hierdurch ein besseres Eingehen auf die verschiedenen Bedürfnisse möglich wird. Was die Anstellung und Beschäftigung der Arbeiter betrifft, so hat sich das Bestreben, einen geschulten Stamm von Strafsenwärtern zu erhalten, durchaus bewährt. Dieselben werden entweder fest angestellt, erhalten eine bestimmte Strafsenstrecke und bestimmte Arbeiten auf dieser zugewiesen, oder die Arbeiten werden ihnen gegen Tagelohn oder Akkord nach Bedarf von den Aufsehern übertragen. Diese Zahl der ständigen Arbeiter mufs dem Umfange der im Laufe eines Jahres gewöhnlich vorkommenden Unterhaltungsarbeiten angepafst sein, während für gröfsere Arbeiten, Neubeschotterungen u. s. w. Hilfsarbeiter heranzuziehen sind. Bezüglich der Organisation in den einzelnen Ländern mufs auf die Litteratur verwiesen werden.[53]) Ständig angestellte und im Tagelohn arbeitende Strafsenwärter sind vom Aufseher schwer zu beaufsichtigen, jedoch bietet in neuerer Zeit die Einführung der Fahrräder[54]) für die letzteren die Möglichkeit, den Anforderungen gerecht zu werden. Ob Zweiräder oder Dreiräder vorzuziehen sind, mufs die Erfahrung lehren. Bei der Rheinischen Provinzialverwaltung werden die ersteren vorgezogen, jedoch wird dies stets teils von der Person des Aufsehers, teils von den örtlichen Verhältnissen abhängen. Das Dreirad ist jedenfalls schwerfälliger und teurer in der Anschaffung.

Strafsenunterhaltung. Bezüglich der Unterhaltung der Strafsen sind zunächst die beachtenswerten Versuche über den Einflufs der Bekiesung der Strafsenoberfläche auf die Dauer der Steinschlagdecken von Interesse, welche von Baurat Gravenhorst zu Stade seit dem Jahre 1880 regelmäfsig angestellt sind. Derselbe legte auf vier Strafsenabteilungen, unter thunlichst gleichen örtlichen Verhältnissen, je drei angenähert horizontale Versuchsstrecken an, von denen je eine gar keine Bekiesung erhielt, die zweite, wie daselbst üblich, mit 1 bis 1,25 cbm jährlich auf 100 m Länge und 3,6 m Breite bekiest wurde, während die dritte auf dieselbe Länge und Breite eine stärkere Bekiesung von 2 bis 2,5 cbm jährlich erhielt.[55]) Die Beobachtungen erfolgten durch sorgfältige Profilaufnahmen und ergaben als Mittelwerte für alle 12 Versuchsstrecken während einer sechsjährigen Beobachtungsperiode eine Abnutzung von 5,11 mm für die gar nicht bekiesten Strecken, während für die Strecken mit üblicher Bekiesung und mit beständig guter Bekiesung als Mittelwerte der Abnutzung 3,55 mm bezw. 2,13 mm festgestellt wurden. Für die dortigen Preise entspricht die durch die starke Bekiesung hervorgerufene Minderabnutzung einer jährlichen Ersparnis von rund 114 M. f. d. km, während die Ersparnis durch die geringere Bekiesung immerhin noch 61 M. gegenüber der gar nicht bekiesten Strecke beträgt. Gravenhorst kommt zu dem Schlufs, dafs die Bekiesung auf allen Strafsen mit Vorteil angewendet werden könnte, auf welchen dieselbe mit Rücksicht auf sonstige Verhältnisse anwendbar erscheint und wo der Kies nur etwa halb so viel wie das Steinmaterial kostet. Als zweckmäfsig wird bezeichnet, mit der Bekiesung bald nach dem Frostaufgang, also im März oder Anfang April zu

---

[53]) Die Provinzial- bezw. Kommunalständische Wegebauverwaltung nach dem Stande von 1883. Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 309. — Nessenius. Der Strafsenbau. Handb. d. Bauk., Abt. III, Heft 4, S. 233. — Baer. Das Strafsenbauwesen im Grofsherzogtum Baden, 1890. — Die Verwaltung der französischen Landstrafsen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 293.

[54]) Das Dreirad im Dienste der Landstrafsen-Beamten. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 95. — Die Verwendung der Fahrräder im Strafsenaufsichtsdienste der Rheinischen Provinzialverwaltung. Deutsche Bauz. 1890, S. 161 und Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 281.

[55]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1887, S. 409.

beginnen und darauf zu achten, dafs bis zum August die Bahn sich beständig unter guter Kiesdecke befindet, indem man im März $^3/_4$, im Mai $^3/_4$ und im August $^1/_2$ cbm auf 100 m Länge verwendet.

Hinsichtlich der eigentlichen Unterhaltungsarbeiten ist im I. Bande des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften (2. Aufl.), Kap. III, S. 240—267 von Laissle über das rechtzeitige Abschlämmen und Abziehen von Kot und Staub, über die sorgfältige Überwachung des Wasserabflusses, das Auflesen der locker gewordenen Steine, die rechtzeitige Ausfüllung und Einebnung von ausgefahrenen Gleisen und Mulden das Notwendige bereits gesagt worden. Auch sind daselbst die beiden Hauptsysteme der Unterhaltung von Steinschlagstrafsen: das Flick-System und das Deck-System besprochen; hier ist nur daran zu erinnern, dafs das Flicksystem ein bedeutend gröfseres Personal von ständigen geschulten Strafsenwärtern erfordert und dafs es hauptsächlich in solchen Gegenden berechtigt erscheint, in denen grofser Reichtum an verwendbaren Gesteinen vorhanden ist, da bei dem meist lose eingeschütteten, nicht durch Walzung fest eingedrückten Material viel verloren geht und daher ein grofser Materialaufwand stattfindet. Auch entstehen Unbequemlichkeiten für den Verkehr, welche durch das notwendig werdende Auslegen von Sperrsteinen[56]), um den Verkehr über die neu beschütteten Stellen zu leiten und tiefe Gleisbildungen zu verhüten, noch erhöht werden.

Beim Decksystem ist allerdings auch eine fortlaufende Instandhaltung durch Ausfüllung etwaiger Gleisbildungen und Schlaglöcher erforderlich, nur wird in den ersten Jahren nach einer Neueindeckung der Materialaufwand und die aufzuwendende Arbeit eine geringfügige sein. Bis zur nächsten Neubeschüttung wird beides zwar stetig zunehmen, jedoch hat die jährlich zu verwendende Materialmenge nicht der ganzen jährlichen Abnutzung zu entsprechen, sondern es genügt, die Strafsenoberfläche glatt und eben zu erhalten, während die Dicke der Deckschicht bis auf ein gewisses, der Art der Strafse und der Verkehrsgröfse entsprechendes, durch die Erfahrung festzustellendes Mafs abnehmen kann. Somit liegt es in der Hand der Verwaltung, die Einschüttungsperiode der Gröfse der Abnutzung anzupassen.

Nach Durand-Claye[57]) können drei Systeme in Betracht kommen.

Bezeichnet in Fig. 7 die Gröfse e die Minimalstärke der abgenutzten Strafse, r die Stärke der abgewalzten, frisch beschütteten Strafse, m die mittlere Stärke während der Periode ϑ, u die jährliche Abnutzungshöhe, L die Länge des Strafsenzuges, l die jährlich zu beschüttende Länge, und ist die Periode der Neubeschüttung ϑ in Jahren angegeben, so ist:

Fig. 7.

$$m = e + \frac{r}{2}, \quad \text{woraus: } r = 2\,(m - e),$$

ferner: $r = \vartheta\, u,$ „ $\vartheta = \frac{r}{u},$

und: $l = \frac{L}{\vartheta}.$

Aus diesen Beziehungen erkennt man, dafs:

1. Wenn die Deckschicht so dünn wie möglich gewählt wird, die Gröfse e ein Maximum, r ein Minimum (0,06 m, abgewalzt etwa 0,045 m) wird. Infolge dessen wird auch die Periode ϑ ein Minimum und l ein Maximum. Auf dieser Grundlage unterhaltene

[56]) Siehe Instruktionen hierüber im Litteraturverzeichnis.

[57]) Notice sur l'entretien des chaussées d'empierrement par la méthode des rechargements généraux cylindrés par M. Léon Durand-Claye. Ann. des ponts et chaussées 1891, II, S. 407 und Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 233, 250, 265, 280, 299, 317.

Strafsen erhalten sich in gutem Zustande, jedoch wird der Verkehr mehr gestört, weil die Periode der Eindeckung eine kurze ist und die neubeschotterten Strecken l verhältnismäfsig lang ausfallen. Auch wird die Unterhaltung teuer, weil lange Strecken in kurzen Zeiträumen einzuwalzen sind und das Einwalzen einer dünneren oder dickeren Schicht angenähert dasselbe kostet.

2. Wenn man die Deckschicht so stark wie möglich macht, die Strafse also auf ein Minimum sich abnutzen läfst, so wird e ein Minimum (0,05 bis 0,1 m), r ein Maximum und infolge dessen auch ϑ ein Maximum, dagegen l verhältnismäfsig klein. Dieses System wäre das wirtschaftlich vorteilhafteste, da die Kosten der Walzung f. d. cbm des Materials am geringsten ausfallen, auch der Verkehr wird durch die Unterhaltungsarbeiten wenig gestört, jedoch werden die so unterhaltenen Strafsen nie in einheitlich gutem Zustande sich befinden, weil die Beschüttungsperiode die längst mögliche ist.

3. Am besten erscheint es daher, für r eine mittlere Stärke (0,1 bis 0,12) zu wählen, aus der man nach Annahme der Periode ϑ die übrigen Gröfsen aus obigen Formeln erhält, da ja die Gesamtstärke der Strafsendecke eine gegebene Gröfse, somit auch e bekannt ist.

Was die Periode ϑ der notwendigen Neubeschotterung betrifft, so ist dieselbe sehr verschieden angegeben worden. Jedenfalls ist es ein Fehler, sie zu kurz anzunehmen, da es sich in der Zwischenzeit nicht um vollständige Vermeidung der Materialverwendung handelt, sondern blofs um eine Einschränkung auf dasjenige Mafs, welches zur Erhaltung des einheitlich guten Zustandes erforderlich ist, ohne Rücksicht auf die Verminderung der Deckschichtstärke, d. h. auf die Abnutzung. Auch hierfür giebt Durand-Claye eine anschauliche Ableitung.

Bezeichnet V die jährliche erforderliche Materialmenge f. d. km, mit welchem eine Strafse sich mit unverändert gleich dicker Deckschicht erhalten liefse, v_i die veränderliche Materialmenge für Jahr und km, mit welchem die einheitlich gute Instandhaltung ohne Berücksichtigung der Abnutzungshöhe möglich wäre, so wird v_i zunächst in den ersten Jahren nach der Neubeschüttung gering sein, aber allmählich und stetig zunehmen. Die jährliche Ersparnis bei Verwendung von v_i wird sich gegenüber der Gröfse V ausdrücken durch $V - v_i$, welche Differenz im Verhältnis zum Anwachsen von v_i stetig abnehmen wird, bis nach einer Reihe von ϑ' Jahren die Differenz $V - v_i = 0$ sein wird, also zum Ausflicken der ganze jährliche Normalbedarf V verwendet werden mufs. In diesem Zeitpunkt mufs die Ersparnis der ganzen Periode mindestens gleich oder gröfser als die zur Neubeschotterung erforderliche Materialmenge $\mathfrak{B}$ sein, also:

$$\vartheta' V - \Sigma v_i \geq \mathfrak{B}.$$

Fig. 8.

Nimmt man statt der veränderlichen v_i eine mittlere Materialmenge v an, sodafs

$$\Sigma v_i = \vartheta' v,$$

so wird $\vartheta'(V - v) \geq \mathfrak{B}$, also im unteren Grenzfall: $V = \frac{\mathfrak{B}}{\vartheta'} + v$.

Drei dieser Gröfsen müssen durch Beobachtung festgestellt werden, um die vierte zu finden. Trägt man (Fig. 8) auf der Abscissenaxe die Anzahl der Jahre ϑ' auf, während V bezw. die v_i als Ordinaten aufgetragen werden, so erhält man ein anschauliches Bild der für die Erhaltung des ebenen Zustandes aufzuwendenden, durch die Fläche $APCD$ dargestellten

Materialmenge, während die Fläche $APCB$ die zur Neubeschotterung ersparte Materialmenge zeigt.

Werden z. B. für eine 4 m breite Strafse bei einer Deckstärke von 0,06 m f. d. km 240 cbm zur Neubeschüttung gebraucht und nimmt man die Periode $\vartheta' = 10$ Jahre, so ist, wenn die Kurve APC als gerade Linie angenommen wird: $v = \frac{V}{2}$, folglich $\frac{V}{2} = \frac{240}{10}$ oder $V = 48$ cbm. Unter diesen Verhältnissen wird also das Decksystem noch anwendbar sein, wenn der Normalbedarf zur guten Instandhaltung der Strafse f. d. km 48 cbm jährlich nicht übersteigt. Noch vorteilhafter würde die Anwendung des Decksystems, wenn die Periode ϑ der Neubeschüttung kleiner als der Grenzwert ϑ' angenommen würde, wie es Fig. 8 veranschaulicht.

Als Vorzüge des Decksystems hebt der Genannte hervor: dafs bei Anwendung dieses Systems der Zustand der Strafsen ein durchgängig besserer ist, da dieselben besser abgebunden und dadurch widerstandsfähiger sind. Durch die innigere Verbindung der neuen Decke mit der alten verringert sich der Abraum an Kot, Staub und losen Steinen, die Querprofile erhalten sich regelmäfsiger, was für den Wasserabzug günstiger ist; der Verkehr wird von erheblichen Belästigungen befreit und die ständige Arbeit von Hilfsmannschaften vermindert sich, sodafs die Zahl der Wegearbeiter abnimmt.

Sonstige Litteratur.

K. E. Ammon. Die Unterhaltung der Kunststrafsen. Leipzig 1880.

Statistische Betrachtungen über den Aufwand zur Unterhaltung der Landstrafsen in Baden. Karlsruhe 1882, mit Nachtrag: Der Kalkstein als Strafsenunterhaltungsmaterial.

Unterhaltung der Nachbarschaftsstrafsen in Württemberg. Deutsche Bauz. 1889, S. 502.

Wegebau und Wegeunterhaltung. Preisarbeit von Thompson in New-York, besprochen in Sanitary engineer 1890, II, S. 262.

Die Unterhaltung der Kunststrafsen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 315.

Die Reparatur und Unterhaltung der Strafsen in England. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 361, 376, 387 und Engineering news 1890, Sept. S. 239.

Über die Herstellung und Unterhaltung von Landstrafsen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 149.

Beachtenswerte Bemerkungen über die Unterhaltung von Landstrafsen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1892, S. 165.

Unterhaltungssystem der württembergischen Staatsstrafsen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1892, S. 547 u. 1893, S. 17.

In neuester Zeit findet sowohl das Flick-System, als auch das Deck-System mit Walzung Anwendung. Bei beiden erfolgt die Materialbeschaffung und Schlammabfuhr im Akkord. Die Steinzerkleinerung geschieht teilweise durch ständige Arbeiter, teilweise im Akkord und die Zuteilung von Hilfsarbeitern erfolgt nach Bedürfnis. Beim Flick-System erfolgt die Ausbesserung jährlich, wobei die Befestigung des aufgebrachten Schotters den Fuhrwerken überlassen wird und die Reinigung der Strafsen durch Handarbeit geschieht. Beim Deck-System wird in entsprechenden Perioden eine Hauptausbesserung der ganzen Fahrbahn vorgenommen und dabei der aufgebrachte Schotter mit Dampfwalzen befestigt. Die Reinigung geschieht hier gröfstenteils durch Morastabzugs- und Kehrmaschinen und während der Abnutzungsperiode erfolgen nur die notwendigsten Ausbesserungen an der Fahrbahn.

Die Anlage und Unterhaltung der Landstrafsen in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 65 u. 81.

Die Unterhaltungskosten der Landstrafsen. Deutsche Bauz. 1893, S. 39.

Es wird vorgeschlagen, bei grofsem Lastverkehr demselben besondere Gleise anzuweisen und die Chaussierung nur für das leichte Fuhrwerk freizuhalten, da die Unterhaltungskosten mit der Gröfse des Lastverkehrs wachsen.

Über den Deckenbetrieb und das Flickverfahren bei Unterhaltung der Landstrafsen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 234. Ausführlicher Aufsatz nach Durand-Claye.

Die Bestimmung der Grenze, bis zu der auf einer Steinstrafse die aus zwei gegebenen Steinbrüchen stammenden Materialien angewendet werden. unter Berücksichtigung ihrer Beschaffenheit Nach Ann. des ponts et chaussées 1891: Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 364 u. 398.

Verwaltungsbericht der Königl. württembergischen Ministerialabteilung für den Strafsen- und Wasserbau für 1891/92 und 1892/93. I. Abt. Strafsenbauwesen. Stuttgart 1894.

D. Maschinelle Hilfsmittel.

Strafsenwalzen.

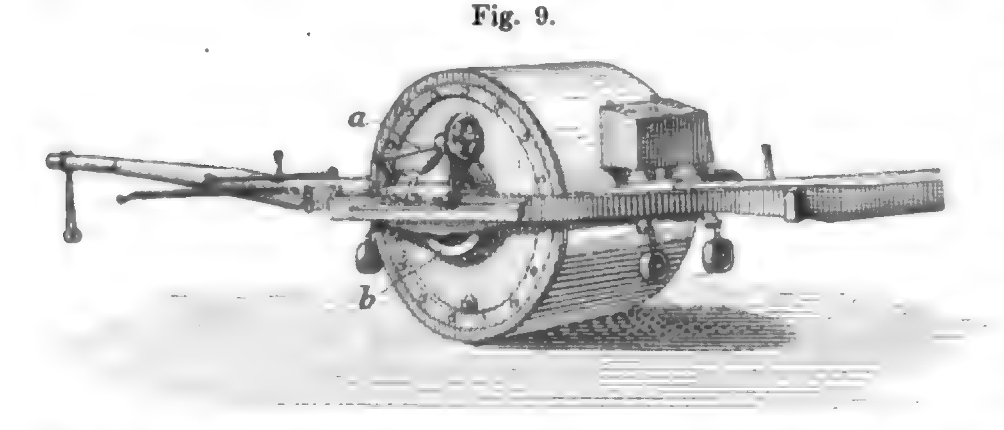
Die für die Unterhaltung sowohl, wie für den Neubau von Schotterstrafsen wichtigen Strafsenwalzen sind bezüglich ihrer Einteilung und Wertschätzung in dem 1888 erschienenen Kap. XVI, § 3 u. 4 des IV. Bandes des Handbuchs der Ingenieur-Wissenschaften von Sonne ausführlich behandelt worden, sodafs hier nur die in den letzten Jahren bekannt gewordenen Neuerungen und gemachten Erfahrungen kurz zu besprechen sind.

Pferdewalzen. Als konstruktive Neuerungen bei Pferdewalzen ist anzuführen, dafs von der Firma Thomas Carlins Sons in Alleghany[58]) Pferde-Strafsenwalzen im Gewicht von 5 bis 7 t hergestellt werden, bei welchen die aus mehreren Scheiben bestehende Walze in einem Gestell gelagert ist, das vorn auf einer einen Kutschersitz tragenden Achse mit zwei Rädern aufruht. Zur Vergröfserung des Gewichtes ist die Walze vorn und hinten mit Trögen zur Wasserfüllung versehen.

Um das Umspannen zu vermeiden, ist ferner von R. C. Pope in St. Louis[59]) eine Strafsenwalze mit drehbarer Deichsel angefertigt worden, bei welcher die letztere auf einem vom Gatter getragenen Drehbolzen ruht und je nach Bedarf auf der einen oder anderen Seite der Walze durch einen Bolzen mit dem Gatter verbunden werden kann.

Von Ed. Pratt in Uxbridge sind zwei Strafsenwalzen in Vorschlag gebracht worden[60]), von denen die eine durch Kurbelbetrieb von Hand, die andere durch ein auf der Walze im Tretrade gehendes Pferd getrieben werden soll. Die erste wiegt 5 t, die zweite 8 t; beide vermeiden das Lockern der Steindecke durch die Pferdehufe, dürften aber für Schotterstrafsen wohl kaum in Frage kommen. Endlich ist zur Schonung des Walzenmantels und der Pferde von der Firma Jul. Wolff & Co. in Heilbronn[61]) an ihren mit zwei Deichseln versehenen Strafsenwalzen eine patentierte Bremsvorrichtung angebracht worden, die darin besteht, dafs an den Seiten des Walzcylinders 70 mm breite, an die

Fig. 9.



[58]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 363.

[59]) Daselbst 1892, S. 87 und Engng. Record and Sanitary Engng. 1891, S. 412.

[60]) Daselbst 1890, S. 148.

[61]) Daselbst 1892, S. 55 und Centralbl. d. Bauverw. 1892, S. 160.

Stirnscheiben der Walzen angegossene Bremsscheiben *b* von 500 mm Durchmesser vorstehen; an diesen wird das Bremsen durch Stahlbänder, welche durch Bremsspindeln *a* angezogen werden, bewirkt (s. Fig. 9).

Eine für Strafsen- und andere Druckwalzen von Wichtigkeit erscheinende Neuerung bilden die dem Ingenieur Hoffacker in Essen patentierten „auswechselbaren Laufmäntel“[62]), da dieselben bei hohl gewordenen Strafsenwalzen eine Erneuerung der Mäntel gestatten. Das Verfahren besteht einfach darin, dafs auf die alten Walzen Ringe von entsprechender Gröfse aufgeschoben und durch Cement verkittet werden. Als Vorteile auch bei neuen Walzen werden angeführt:

1. Der übergeschobene Mantel bedarf nur geringer Stärke (28—35 mm); werden drei Ringe nebeneinander gelegt, so kann der mittlere etwas stärker angenommen werden, bei Anwendung zweier Ringe kann dagegen nach einer gewissen Aushöhlung eine Vertauschung der Ringe erfolgen.
2. Alte Walzen erfahren durch die übergeschobenen Ringe eine Zunahme ihres äufseren Durchmessers und Gewichts.
3. Bei notwendig werdenden Reparaturen ermäfsigen sich die Kosten um etwa 40 bis 70%, da nur die Ringe versandt zu werden brauchen. Noch vorteilhafter wäre es, wenn sich Normalwalzen von einem bestimmten Durchmesser einführen liefsen, da dann die Ringe fabrikmäfsig hergestellt werden könnten.

An zwei im Kreise Beeskow bei Berlin zu Chausseeneubauten benutzten Walzen soll sich diese Neuerung gut bewährt haben.

Dampfwalzen. Bezüglich der Bauart der Dampfwalzen ist man in Deutschland in den letzten Jahren immer mehr von den aus der Strafsenlokomotive hervorgegangenen englischen Walzensystemen abgekommen und hat sich mehr der Anordnung der Eisenbahnlokomotive zu nähern gesucht. Schon die Dampfwalzen von Mehlis und Behrens in Berlin[63]), diejenige von Kraufs in München[64]), von Kuhn in Berg bei Stuttgart[65]) und andere zeigen dieses Bestreben. Besonders ist dies aber bei den nach den Angaben des Landesbaurats F. Dreling[66]) von der Lokomotivfabrik „Hohenzollern“ in Düsseldorf gebauten Strafsenwalzen der Fall. Der anfänglich für die mit gleich grofsem Durchmesser versehenen Lenk- und Triebwalzen vorgesehene gleich grofse spezifische Druck[67]) ist in der Folge von Herrn Dreling dahin abgeändert worden[68]), dafs derselbe für die Lenkwalzen nicht so grofs werden darf, „dafs sich vor denselben das einzuwalzende Material über die ersten Walzgänge hinaus wellenförmig aufstaut“. Die Grenze des zulässigen Druckes hängt nach seinen Erfahrungen von der Gröfse des Walzendurchmessers und von der Rauheit der Aufsenflächen des Schottermaterials ab

---

[62]) Deutsche Bauz. 1892, S. 367 und Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 452.

[63]) Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1880, S. 391. — Ann. f. Gew. u. Bauw. 1881, Okt. S. 149. — Polyt. Journ. 1882, Bd. 243, S. 185.

[64]) Wochenschr. d. Ver. deutscher Ing. 1880, S. 261. — Deutsche Bauz. 1883, S. 310.

[65]) Wochenschr. d. Ver. deutscher Ing. 1879, S. 275; 1880, S. 252; 1881, S. 270. — Deutsche Bauz. 1886, S. 236.

[66]) Deutsche Bauz. 1889, S. 248 u. 263.

[67]) Unter spezifischem Druck wird hier in üblicher Weise der Druck in kg für das cm Walzenbreite verstanden. Einen zuverlässigen Mafsstab für die Pressung, welche das Quadratcentimeter erleidet, giebt jener Druck nicht ab, weil hierbei der Durchmesser der Walze und anderes in Betracht kommt, s. Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften Bd. IV, Kap. XVI, S. 19.

[68]) Deutsche Bauz. 1893, S. 319.

und zwar kann derselbe mit dem Durchmesser und mit der Rauheit des Materials zunehmen. Für Hartbasalt ergab sich das Maximum des spezifischen Druckes für einen Durchmesser von 160 cm zu 90 kg, für einen Durchmesser von 140 cm zu 80 kg. Bei rauhen Quarziten kann derselbe um je 10 kg gesteigert werden. Die Veränderlichkeit des Walzendrucks bei den Dreling'schen Walzen, durch Einsetzen von Belastungsgewichten[69]) hervorgebracht, wodurch eine Veränderlichkeit des spezifischen Druckes von 75 kg bis 120 kg herbeigeführt werden kann, macht diese Walzen für verschiedenerlei Material besonders brauchbar; die ursprünglich für ein von kg zu kg zu steigerndes bezw. zu verringerndes Gewicht eingerichtete Vorrichtung ist dahin abgeändert worden, dafs nunmehr nur Abstufungen des Walzendruckes von 5 kg vorgenommen werden können. Dadurch ist das Einsetzen der Belastungsgewichte weniger zeitraubend und die Vorrichtung selbst einfacher geworden. Ferner ist die Breite der Triebwalzen von 85 auf 65 cm verringert worden. Die Ermittelung eines Normalwalzendruckes für die verschiedenen Schottermaterialien ist Herrn Dreling trotz vieler Versuche bisher nicht gelungen, weil einerseits die gleichartigen Materialien verschiedener Steinbrüche vorlagen und auch die Beschaffenheit der verschiedenen Strafsenstrecken für die Vergleichung zu ungleich war; immerhin sollte dieses Bestreben im Auge behalten werden.

Eine Lenkvorrichtung, welche die Lenkwalze befähigen soll, sich den Unebenheiten der Strafsenoberfläche anzuschmiegen, ist der Firma F. Schichau[70]) in Elbing patentiert worden. Wie bei der unter No. 41 102 der Lokomotiv-Fabrik „Hohenzollern"[71]) in Düsseldorf patentierten Vorrichtung sind hier (Fig. 10) die Lenkwalzen BB in einem besonderen Rahmen C gelagert, der zwei Rollen G besitzt, auf welchen der Kesselrahmen F mittels der Schienen HH aufruht. An den Seiten wird der Rahmen C durch sektorenförmige Stücke S an Gleitrollen T geführt, die am Kesselrahmen F befestigt sind. Statt der gleitenden Reibung, wie sie bei der Vorrichtung der Maschinenfabrik „Hohenzollern" auftritt, hat man also hier die weniger Widerstand hervorrufende rollende Reibung. Die Lenkung der Walzen geschieht durch das Gelenkparallelogramm mittels einer Schraubenspindel vom Führerstand aus.

Fig. 10.

Über die Leistungen der Dampfwalzen, namentlich im Vergleich zu den Pferdewalzen, haben Landesbaurat Voiges in Wiesbaden[72]) und Oberbaurat von Leibbrand in Stuttgart[73]) interessante Beobachtungen angestellt. Nach Voiges ergiebt sich, dafs,

[69]) Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 446.
[70]) D. R.-P. No. 44382. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 448.
[71]) Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 446.
[72]) Deutsche Bauz. 1884, S. 329; 1886, S. 161; 1888, S. 602.
[73]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1890, S. 621.

wenn die Dampfwalzen auch nicht unter allen Umständen billiger arbeiten, als die Pferdewalzen, die Strafse doch haltbarer wird, also weniger Unterhaltungskosten erfordert und dafs der Widerstandskoefficient für die Fuhrwerke geringer wird. Derselbe schätzt die Dauer der durch Dampfwalzen befestigten Decklagen auf das $1^1/_3$ fache derjenigen, die mit Pferdewalzen gedichtet wurden; bei minderwertigem Gestein kann das $1^1/_5$ fache angenommen werden.

Nach v. Leibbrand beträgt die Mehrleistung der Dampfwalzen für die Arbeitsstunde bei hartem Geschläg 21%, bei weichem Geschläg 41%, wobei die Kosten für 1 cbm fertig gewalzten Materials bei hartem Material 36%, bei weichem 31% geringer ausfielen, als bei Pferdewalzen. Ein Vergleich bezüglich der Leistungsfähigkeit der einzelnen Dampfwalzen unter sich ist so lange nicht möglich, als nicht Walzen der verschiedenen Systeme von gleichem spezifischen Druck der Walzen angefertigt werden, da selbst bei gleichem Besteinungsmaterial, wie dies die Dreling'schen Versuche ergeben haben, eine leichtere Walze stets in kürzerer Zeit ein „Festwerden" der Decklage bewirkt; dieselbe gerät jedoch sofort wieder in Bewegung, wenn eine Walze mit gröfserem spezifischen Druck hinübergeführt wird. Die leichtere Walze wird also stets eine, wenn auch in kürzerer Zeit geleistete, geringwertigere Arbeit liefern, da der den Maximaldruck der Dampfwalze um mehr als das Doppelte übersteigende spezifische Druck der Radfelgen schwerer Fuhrwerke eine weniger fest eingewalzte Strafsenoberfläche rascher zerstören wird.

Wegen Schonung der Anwohner und der Pflanzen erscheint namentlich für bebaute und durch Parkanlagen führende Strafsen die Einführung einer rauchlosen Maschinenheizung für die Dampfwalzen unter Umständen empfehlenswert, wie solche bei der Einwalzung der Alleewege zu Schönbrunn in Wien[74]) von H. Schemfil angewandt worden ist. Das rauchlose Feuerungsmaterial, Massut genannt, wird aus Rückständen der Petroleumraffinerien erzeugt und wurde in Wien unmittelbar aus Batum bezogen.

Litteratur.

a. Dampfstrafsenwalzen.

Über das Befahren starker Steigungen mittels Dampfwalzen. Deutsche Bauz. 1886, S. 236 und Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1886, S. 140.

Es wird angegeben, dafs Steigungen von 15% ohne Schwierigkeit von der Kuhn-schen Dampfwalze überwunden wurden.

Die Dampfstrafsenwalze von Albaret. Revue industr. 1887, Juli, S. 275 u. 276.

Die 0,01 m voneinander abstehenden, vorn angebrachten zwei Lenkwalzen drehen sich lose auf der Axe; die ganze Walzbreite beträgt 1,975 m, die Breite jeder der beiden Triebwalzen 0,44 m, die Breite jeder Lenkwalze 0,6 m; der äufsere Durchmesser der Triebwalzen 1,48 m, der Lenkwalzen 0,56 m; das mittlere Gewicht 12200 kg, wovon 4400 kg auf die Lenk-, 7800 kg auf die Triebwalzen entfallen.

Die Dampfwalze mit Wasserfüllung von Barford & Perkin in Peterborough. Engineer 1888, Juni, S. 511 und Ann. des travaux publics 1888, S. 2148.

Besitzt einen stehenden Kessel, wiegt leer 10 t, gefüllt 12 t.

Die Dampfstrafsenwalze, gleichzeitig Dampfstrafsenfuhrwerk von Eddington & Stevenson in Chelmsford. Engineer 1888, II, S. 478 u. 479.

Die Triebwalze wird von der Kurbelwelle aus durch Schraubenräder angetrieben. Damit ein Eingriff stets erfolgt, ist das letzte Zahnrad nicht mit der Axe verbunden, sondern dreht sich um eine Hülse, in welcher die Axe sich drehen kann, ist aber mit der Triebwalze durch neun schräg gestellte Schneckenfedern gekuppelt.

[74]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 51.

Die Widerstände der Dampfwalzen auf den Strafsen. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 131 und Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 193.

Nach Anordnungen des Landesbaurat Voiges in Wiesbaden wurden bei Bad Ems auf einer 1 km langen Strafsenstrecke mit Steigungen von $5^3/_4$, 7 und 9 bis $9^1/_2$% Beobachtungen über die Widerstände einer Dampfstrafsenwalze von Aveling & Porter in Rochester (Dienstgewicht 15 t) bei Bewegung auf 80 mm hoher, frisch eingebrachter Quarzitdecklage und auf festgewalzter Strafsenbahn dadurch angestellt, dafs man feststellte, bei welchen Gefällverhältnissen in den verschiedenen Graden der Dichtung der Schotterlage die Dampfwalze bei ihrer Thalfahrt der Bremsung durch Gegendampf bedurfte.

Als Widerstandsziffern ergaben sich:

1. Auf der losen, gänzlich ungedichteten Schotterlage 0,12 —0,14
2. Auf etwas gedichteter Schotterlage, nach Ablauf des ersten Drittels der ganzen Walzzeit . . . . . . 0,09 —0,095
3. Nach Ablauf des zweiten Drittels der Walzzeit . . 0,075—0,080
4. Auf völlig festgewalzter, aber noch nicht mit Abglättungsmaterial versehener Decklage . . . . . 0,065—0,070
5. Auf festgewalzter, mit kiesigem, aber nicht angenäfstem Abglättungsmaterial versehener Decklage . 0,080—0,090
6. Nach völlig festgewalztem und eingeschlämmtem Abglättungsmaterial . . . . 0,060—0,065

Durch Vergleichung dieser Widerstandsziffern mit den von Weisbach für Frachtwagen ermittelten ergiebt sich, dafs auf loser, völlig ungedichteter Schotterlage die bezüglichen Widerstände nahezu gleich grofs sind, dafs aber auf gedichteter und festgewalzter Strafse die Widerstandsziffer der Dampfwalze etwa dreimal so grofs angenommen werden kann, als diejenige eines Frachtwagens.

Vergleichende Versuche mit Dampfwalzen von Aveling & Porter sind in Amerika auf Landstrafsen angestellt. Besprochen werden dieselben in Engineering news 1890, Bd. 23, S. 80.

Das Walzen unserer Kunststrafsen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 290.

Allgemeine Besprechung der Bedingungen für das Walzen und für die Konstruktion der Walzen.

Die Verwendung von Dampfstrafsenwalzen auf den Staatsstrafsen Württembergs. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1890, S. 621 (im Auszuge auch mitgeteilt: Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 350, 362, 377).

Oberbaurat K. von Leibbrand zu Stuttgart bespricht (Abb. auf den Tafeln 29—33) die Wahl des Walzensystems, das Mieten und die Anschaffung von Walzen, deren Ausrüstung und Bemannung, die polizeilichen Vorschriften und die Ausführung des Walzenbetriebs; er vergleicht die Leistungen der Dampf- und Pferdewalzen (s. S. 39) und macht Verbesserungsvorschläge.

Über Dampfwalzen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 122.

Von Lentz werden die Dampfwalzen ganz allgemein, insbesondere diejenige von Dreling (Fabrik „Hohenzollern" in Düsseldorf) besprochen.

Kombinierte Dampfwalze und Strafsenlokomotive der Fabrik Wallis & Steevens, North Hants Iron Works zu Basingstoke in England. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 81, m. Abb.

Eine neue Dampfstrafsenwalze. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 182 (nach Engng. news).

The O. S. Kelly Co. in Springfield, Ohio, baut Dampfstrafsenwalzen in drei Gröfsen: zu 10, 12,5 und 15 t Dienstgewicht mit zwei Wasserkästen für 7—10stündigen Betrieb, die sowohl zum Abwalzen der Strafsen, als auch zum Lockern und Aufreifsen abgenutzter Fahrbahnen, zum Antrieb von Steinbrech- oder anderen Maschinen und als Strafsenlokomotive zur Beförderung von Baumaterialien benutzt werden und Steigungen bis zu 16% überwinden können. Der Kessel ist als Lokomotivkessel gebaut. Die Fortbewegung kann mit zwei Geschwindigkeiten erfolgen, wobei die langsamere eine entsprechende Kraftzunahme erreichen läfst, ohne den Dampfdruck zu erhöhen.

Verwendung von Dampfwalzen auf französischen Landstrafsen. Ann. des ponts et chaussées 1892, II, S. 402.

Dupuy berichtet, dafs im Departement l'Allier für den Kreis Montluçon jährlich etwa 30 000 cbm Schotter einzuwalzen waren, wofür die früher verwendeten drei Pferdewalzen

nicht genügten. Von den zwei in Frage kommenden Dampfwalzen: von Albaret in Lioncourt, Oise und von Aveling & Porter wurde letztere gewählt. Die jährliche Ersparnis gegenüber den Pferdewalzen betrug 2 Frs. für das gewalzte Kubikmeter. Vergl. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 193, 209, 225, 243, 257, 273.

Zugkraft für Pferdewalzen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 265.

Durand-Claye giebt dafür die Formel $z = \sqrt[3]{\frac{P}{l D^2}}$, worin P das Gewicht, l die Mantellänge, D den Walzendurchmesser bezeichnen.

Bau und Leistung der Dampfwalzen. Deutsche Bauz. 1893, S. 319.

Strafsenwalzen für Pferdebetrieb. Portef. économ. d. mach. 1893, S. 66.

Eine aus vier Scheiben bestehende Walze wird besprochen. (Mit Abbild.)

Strafsenwalze mit einer Deichsel, die übergeschlagen werden kann, von Jul. Wolff & Co. in Heilbronn. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 584.

Eignet sich besonders für enge Strafsen, auf denen das Umwenden nicht möglich ist.

Die Champion-Stahl-Strafsenwalze. Engineering news 1894, I, S. 307.

Zwei Walzen aus Stahl von 1,524 m Durchmesser und 0,76 m Breite sitzen auf einer Axe, welche von einem Rahmen gefafst wird, der auf beiden Seiten je einen Kutschbock trägt und die gleiche Vorrichtung zum Anbringen der Vorderräder und der Deichsel hat, sodafs leicht umgespannt werden kann. Gebaut wird die Walze von der Amerikanischen Strafsenmaschinen-Gesellschaft von Kennett Square, Pa. Vergl. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 309.

Einiges über die Chausseewalzen und das Walzverfahren. Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1894, S. 519.

F. Lang spricht sich in einer eingehenden Erörterung des Walzverfahrens u. a. gegen die Anwendung erdiger Bindemittel aus.

Über Dampfwalzen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 520.

Bericht des Ingenieurs Allan Greenwell über die Ergebnisse des Betriebes mit einer Walze von Aveling & Porter im ersten Landbezirk in Chester.

b. Steinbrechmaschinen und Strafseneggen.

Steinbrechmaschine von Baxter & Comp. in Leeds. Iron 1881, Bd. 18, S. 136. — Dinglers polyt. Journ. 1881, Bd. 242, S. 147.

Das Gestein wird durch plötzlichen Stofs und nicht durch allmählich wachsenden Druck zerkleinert, wodurch würfelförmige Gestalt der Stücke und weniger unbrauchbarer Abfall erzielt werden soll.

H. Fischer. Über Zerkleinerungsmaschinen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1886, S. 229.

Archers Steinbrecher. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1887, S. 10.

Der von der Dunstan Engine Works Co. in Gaterhead-on-Tyne verfertigte Steinbrecher von Archer ist in England schon seit Ende der 70er Jahre mit gutem Erfolg in Gebrauch und liefert würfelförmige Steine, deren Gröfse nach Erfordern durch eine Einstellung der Maschine bemessen werden kann. Die Brechbacken erhalten durch einen Doppelexcenter, welcher bei jeder Drehung der Triebwelle zwei Schläge des Brechbackens veranlafst, eine hammerähnliche Bewegung, die bei Beginn des Hubes langsam anhebt, sich jedoch rasch steigert, sobald der Excenter seine höchste Lage erreicht hat. Diese langsamere Bewegung des Backens vor jedem Hube giebt den gebrochenen Steinen Zeit zum Herausfallen. Die Maschine kann auch für Handbetrieb eingerichtet werden und ist mit einer solchen ein Mann im stande, etwa 50 Ctr. Schotter in einer Stunde zu liefern.

Die Steinbrechmaschine von Lego. Génie civil 1888, Bd. XIII, S. 19, mit Abbild.

Steinbrechmaschinen verschiedener Art. Publication industr. Vol. 32, S. 145, mit Abbild.

Die Zwillings-Steinbrechmaschine von Mason & Co. in Leicester. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 168.

Der Steinbrecher von Brennau. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 2.

Neuer Doppel-Steinbrecher, nach Patent E. Villeroy angefertigt von Brink & Hübner in Mannheim. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 345, mit Abbild. und 1893, S. 143.

Derselbe arbeitet mit direktem Druck ohne Kniehebelübersetzung. Die bewegende Excenteraxe ist in der Mitte einer Schwinge gelagert, welche beiderseits mit je einer

Brechbacke versehen ist. Die gegenüberstehenden festen Brechbacken sind wie gewöhnlich am Brecherrahmen angeordnet. Das Weiter- oder Engerstellen der Brechmäuler geschieht durch Herunterlassen oder Aufziehen der Schwinge; das Öffnen und Schliefsen derselben geschieht abwechselnd auf beiden Seiten. Als Vorzüge werden hervorgehoben die Einfachheit der Konstruktion, grofse Leistungsfähigkeit und geringe Raumbeanspruchung, da dieser Doppel-Steinbrecher keinen gröfseren Raum als ein einfacher Steinbrecher von gleicher Maulweite einnimmt. In 10stündiger Arbeit liefert derselbe bei 600 mm Maulweite 150 cbm Kleinschlag, wovon 114 cbm Normalschotter.

Stahlwalze zum Aufbrechen neu zu deckender Landstrafsen. Engineering record 1893, Bd. 27, S. 346.

Dieselbe wird von einer Strafsenlokomotive gezogen und hat die Gestalt einer schweren Egge, die sich entgegengesetzt der Fahrrichtung dreht.

Maschine zum Aufbrechen von Strafsenflächen. Zeitschr. f. Transpw. u. Strafsenb. 1893, S. 414.

Die Vorrichtung, welche einer Dampfstrafsenwalze angehängt und durch Gliederketten von der letzteren aus in Bewegung gesetzt wird, besteht aus zwei, auf zwei Rädern ruhenden, gufseisernen Seitengestellen, die durch eine schmiedeeiserne Querkonstruktion miteinander verbunden, einen wage- und senkrecht verstellbaren Zwischenrahmen aufnehmen, welcher die mit stählernen Spitzen versehene Walze trägt. Es können mit derselben 3300 bis 4100 qm Strafsenfläche täglich aufgebrochen werden und zwar vermag die Maschine vorwärts wie rückwärts zu arbeiten.

Mühlenanlagen zur Herstellung von Bettungsschotter (Kleinschlag) mit Steinbrechmaschinen. Zeitschr. f. Bauw. 1894, S. 383.

Zur Beschaffung des Bettungsmaterials für die Umbauten der Bahnhöfe Saarbrücken und Neunkirchen wurden zwei in ihrer Anordnung bemerkenswerte und auch für die Herstellung von Strafsenschotter nachahmungswürdige Steinbrechanlagen ausgeführt, die nebst den verwendeten Steinbrechmaschinen eingehend beschrieben werden.

Fahrbarer Steinbrecher. Engng. news 1895, S. 158.

Der Steinbrecher ist auf einen zweiachsigen Wagen gestellt, dessen hintere Achse nach Feststellung der Maschine als Antriebachse dient, wobei die Räder die Rolle des Schwungrades übernehmen. Der Antrieb erfolgt unter Vermittelung eines zweiarmigen Hebels.

E. Litteratur

über Geschichte des Strafsenbaues, Strafsenfuhrwerke, Wegegesetzgebung und polizeiliche Verordnungen, Statistik und Verschiedenes.

a. Geschichtliches.

Die Römerstrafse unweit Kirchberg im Kreise Simmern. Zeitschr. f. prakt. Bauk. 1879, S. 366, mit Abb.

Römische Strafsen in Oldenburg. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1881, S. 295.

Die in Frankreich aufgefundene Römerstrafse von 22000 km Länge. Le Cosmos, Revue des sciences et leurs applications 1886, S. 211.

Strafsenbau im Altertum. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1886, S. 36.

Fr. von Alten. Die Bohlenwege im Flufsgebiete der Ems und Weser. Oldenburg 1889.

Römische Bohlenwege im Oldenburgischen. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 209.

Beiträge zur Geschichte des Wegebaues. Deutsche Bauz. 1892, S. 261.

G. Bohnsack. Die Via Appia von Rom bis Albano. Wolfenbüttel 1886.

b. Strafsenfuhrwerke.

Bollée's Dampfwagen. Wochenschr. d. Ver. deutscher Ing. 1880, S. 442. — Deutsche Industrie-Zeitung 1881, S. 35. — Engineer 1881, Juni, S. 431. — Glasers Ann. f. Gewerbe u. Bauw. 1881, Jan. S. 71.

Neue Radnabe und Achsbüchse für Strafsenfuhrwerke von C. Massler in Düsseldorf. Illustr. Patenbl. 1881, S. 122 (D. R.-P. 5313).

Strafsendampfwagen von H. Michaelis in Chemnitz. Illustr. Patentbl. 1881, No. 165 (D. R.-P. 5459).

Neuerungen an Strafsenlokomotiven von C. und G. Henkel in Cassel. Illustr. Patentbl. 1881, Jan. S. 62 (D. R.-P. 5160).

Neuerungen in der Konstruktion der Wagenräder und Gestelle von J. Erlach. Illustr. Patentbl. 1881, S. 66 (D. R.-P. 5174).

Wagenrad mit federnden Speichen von Ludw. Löwe & Co. Deutsche Industrie-Zeitung 1881, S. 109, mit Abbild.

Der Lastwagen mit eiserner endloser Fahrbahn von Schneider. Dinglers polyt. Journ. 1881, Bd. 240, S. 94, mit Abbild.

Die Konstruktion wird unter Zusammentragung des betr. geschichtlichen Materials älteren Versuchen gegenüber gelobt, die Verwendbarkeit wird jedoch angezweifelt.

Neue Omnibus-Konstruktion, bei welcher der Wagen fast nur von einer Achse mit zwei hohen Rädern getragen wird. Nur ein kleiner Teil des Wagengewichts entfällt auf die sehr kleinen Vorderräder. Scientific american 1881, Mai, S. 310.

Ein neuer Personenwagen „Herdie". New-Yorker Techniker 1881, S. 54.

Für Philadelphia ist ein neuer, sehr leicht gebauter Omnibus mit acht Plätzen konstruiert worden, der nur 455 kg wiegt und zwei gekröpfte Achsen besitzt, die am Wagenkasten befestigt sind. Die Lenkbarkeit wird dadurch erreicht, dafs nur die Achsschenkel der Vorderräder und zwar beide stets um einen gleichen Ausschlagswinkel gedreht werden.

Der Wagen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1884, S. 61, 75, 91, 99, 132, 141, 148, 189, 199.

Eine kulturgeschichtlich-technische Skizze über die Entwickelung des Wagenbaues.

Über Strafsenlokomotiven. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1884, S. 1 u. 10.

Es wird die geschichtliche Entwickelung der Strafsenlokomotive dargelegt.

Beanspruchung der Strafsen durch Lastwagen. Zeitschr. f. Transpw. u. Strafsenb. 1888, S. 149.

Es wird darauf hingewiesen, dafs bei der üblichen Felgenbreite der Räder die Strafsen zu rasch zerstört werden und dafs letztere auf mindestens die doppelte Breite festgesetzt werden sollten.

Egon Zöller. Die gesetzlichen Bestimmungen über die Breite der Radfelgen und die Ladegewichte der Fuhrwerke. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 191.

Eine ausführliche geschichtliche Darlegung der die Felgenbreite der Räder und das zulässige Ladegewicht betreffenden Gesetze in Österreich, Frankreich, Deutschland und England, wobei der Verfasser zu dem Schlufs kommt, dafs die Vorschriften immer wieder in dem Mafse an Bedeutung verloren und entsprechend gemildert oder aufgehoben wurden, als die Wissenschaft ihren Wert prüfte, zumal gleichzeitig die Strafsentechnik bemüht war, die Widerstandsfähigkeit der Strafsen zu erhöhen. Ganz zu umgehen sind jedoch diese Vorschriften nicht, da jedesmal einer Verbesserung der Strafsen eine Erhöhung der Ladegewichte auf dem Fufse folgt. Da jedoch die Strafsenfuhrwerke aufgehört haben, dem Durchgangsverkehr zu dienen, können derartige Vorschriften auch nicht allgemein giltig aufgestellt werden, sondern müssen den örtlichen Verhältnissen der einzelnen Strafsenbezirke angepafst werden. Um dieselben auf einheitlicher Grundlage beruhen zu lassen, wäre es jedoch erwünscht, den neuen Errungenschaften des Strafsenbaues entsprechende Versuche, die sich den älteren, für die damalige Zeit mustergiltigen Versuchen von Morin, Dupuit und Emmery anzuschliefsen hätten, anzustellen. Für diese Versuche wird auf S. 196 ein Programm aufgestellt.

Strafsenfuhrwerk mit Akkumulatorenbetrieb. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 72.

Die Probefahrt dieses von der American Battery Co. in Chicago gebauten elektrischen Wagens wird beschrieben. Auf Asphalt zeigte sich ein höherer Stromverbrauch, als auf gutem Pflaster.

Droschke ohne Pferd. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 128.

Bei einer Probewettfahrt mit einer Droschke erster Klasse soll sich dieses dreirädrige Fuhrwerk vorzüglich bewährt haben.

Dampfwagen für Strafsenverkehr (System Serpollet). Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenbau 1893, S. 24.

Der Wagen besitzt einen Dampfmotor von vier Pferdestärken. In dem Kessel befinden sich flach gewalzte Stahlröhren, deren lichte Weite nur 0,1 cm beträgt, in welche durch die Bewegung des Wagens das Wasser fortwährend gepumpt wird, sodafs eine kontinuierliche Dampferzeugung stattfindet. Die am 19. Dezember 1892 in Wien erfolgte Probefahrt ergab einen günstigen Erfolg.

Der Wettbewerb für selbstbewegliche (automobile) Wagen. Le génie civil 1894, Bd. XXV, S. 259, 282, 294, 345. — Revue techn. 1894, S. 323, 345, 396, 433. — Engineer 1894, II, S. 47, 86.

Wege und Wagen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 40, 54.

Es wird darauf hingewiesen, dafs die Wagenbaukunst mehr wie seither bestrebt sein möge, die Wagen so zu bauen, dafs die Wege möglichst wenig beschädigt werden; auch wird der „Fahrbahn ohne Ende" das Wort geredet.

Ein Omnibus mit pneumatischen Gummirädern ist in Glasgow im Betriebe, er fährt stofsfrei und geräuschlos. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 192.

Dampfwagen auf Landstrafsen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 388.

Zwischen Paris und Rouen fand eine Wettfahrt statt. Für längere Fahrten dürften alle diese Wagen auf Strafsen unbrauchbar sein, weil sie mit einer zitternden Bewegung behaftet sind, welche die Nerven angreift, dabei sind Unfälle häufiger als bei Pferdewagen.

Droschken mit elektrischem Betrieb sind in Chicago in Anwendung. In einer Stunde können 15—20 km zurückgelegt werden. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 404.

Wettbewerb von Wagen ohne Pferde in Frankreich. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 413.

c. Wegegesetzgebung und polizeiliche Verordnungen.

Wegepolizeiliche Vorschriften über das Verlegen von Sperrsteinen. Deutsche Bauz. 1881, S. 35 u. 172.

Die in England geltenden Vorschriften über den Verkehr von Strafsenlokomotiven und Transportmaschinen auf Landstrafsen. Engineer 1881, Sept. S. 225.

Preufsischer Ministerial-Erlafs vom 30. Okt. 1880, die Aufstellung amtlicher Strafsenverzeichnisse seitens der Königlichen Regierungen betreffend, mit Angabe des Formulars für dieselben. Zeitschr. f. Bauw. 1881, S. 7.

Die gesetzlichen Bestimmungen über den Fuhrverkehr auf den Kunststrafsen. Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 410; 1884, S. 69; 1885, S. 238; 1886, S. 210.

Die Entwickelung der Wegebauverwaltung in Preufsen nach dem Stande vom Jahre 1883. Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 309.

Die Bezollung der Kunststrafsen. Wochenbl. f. Bauk. 1886, S. 177.

Das allgemeine Strafsengesetz für Kalifornien. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 445.

A. Germershausen. Das Wegerecht und die Wegeverwaltung in Preufsen. Berlin 1890 (K. Heymann).

d. Statistisches.

Länge des Strafsennetzes der Schweiz. Deutsche Industr.-Zeitung 1881, S. 94.

Eine Statistik des Verkehrs auf den französischen Landstrafsen wird vom Minister der öffentlichen Arbeiten angeordnet zur Feststellung der Strafsenabnutzung und für verkehrspolitische Zwecke. Deutsche Bauz. 1881, S. 503 u. 552.

Die Formulare und Anweisungen für die Zusammenstellung der Ermittelungen über die Gröfse des Verkehrs auf den Strafsen Frankreichs sind veröffentlicht: Ann. des ponts et chaussées 1883, Bd. III, S. 529 u. 646.

Das Strafsennetz des preufsischen Staates im Jahre 1882 wird besprochen und eine Zusammenstellung der Länge der Strafsen gegeben: Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 153.

Die abgeänderten Vorschriften für die Zählung des Verkehrs auf den französischen Staatsstrafsen im Jahre 1888 finden sich in: Bulletin des travaux publics 1887, S. 307 und Ann. des ponts et chaussées 1888, Bd. VIII, Lois, Décrets etc. S. 739.

Die Strafsen Norwegens. Neben eingehender Besprechung auch statistische Angaben. Ann. des ponts et chaussées 1887, April, S. 409—487.

Die Strafsen Frankreichs. Statistische Angaben. Bulletin du ministère des travaux publics 1890, Bd. 21, S. 321—336.

Die Wegebaukosten in Preufsen von 1876 bis 1. April 1891 betragen 445 Millionen Mark. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 387.

e. Verschiedenes.

Drahtzäune an Strafsen. Deutsche Bauz. 1881. S. 414.

Wegweiser mit Leuchtfarbe. Gesundheits-Ingenieur 1884, S. 114.

Über die Anpflanzungen von Obstbäumen an Landstrafsen. Deutsche Bauz. 1886, S. 93.

Sollen an den Landstrafsen Obst- oder Waldbäume gepflanzt werden? Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 90.

Egon Zöller behandelt diese Frage in ausführlicher Weise rechnerisch unter Berücksichtigung der Beschaffungs- und Pflanzungskosten eines Baumes, der Zeitdauer bis zur Fällung, des Holzwertes, des jährlichen Ertrages und der jährlichen Pflegekosten und gelangt für die von ihm angenommenen Einheitswerte zu dem Schlufs, dafs überall dort, wo ein Obstbaum keinen höheren Jahresertrag als 17 Pf. aufbringen würde, stets nur Waldbäume zu pflanzen seien. Bei dem Jahresertrage eines Obstbaumes von 17—50 Pf. sind Obst- und Waldbaum gleichberechtigt, während bei einem Ertrage von 70 Pf. und darüber nur der Obstbaum zu wählen ist.

Ein neuer Stachelzaun. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1895, S. 85.

Die Stachelpfähle sind aus starkem Wellblech hergestellt und können an hölzerne Querbalken angenagelt oder an Schienen angenietet werden. Die Seiten und Spitzen sind den Blättern der Stachelpalme nachgebildet und die nach oben und nach den Seiten gerichteten massiven Dornspitzen machen einen solchen Zaun unübersteigbar.

II. Städtische Strafsen.

A. Allgemeines, Bebauungspläne, Plätze, Strafsen, Versorgungsnetze und Untergrundtunnel.

Durch das rasche Wachstum nicht allein der Grofsstädte, sondern auch der mittleren und kleineren Städte, ferner durch die neueren Errungenschaften der bakteriologischen Forschungen über Krankheitskeime, Ansteckungsgefahren und Übertragungen, endlich durch die erhöhten Ansprüche an das Wohnen und an gewisse Bequemlichkeiten sind in den letzten Decennien an die städtischen bauleitenden Behörden Aufgaben herangetreten, die nach den verschiedensten Seiten das Interesse des Ingenieurs und Technikers beanspruchen.

Zunächst ist es die räumliche Erweiterung, welche durch Aufstellung von einheitlichen Bebauungsplänen geregelt werden mufs, sodafs der Anschlufs der neu entstehenden Stadtviertel oder der einzuverleibenden Vororte an das bestehende städtische Strafsennetz in einheitlicher, auch die zukünftigen Bedürfnisse des Wohnens und des Verkehrs berücksichtigender Weise erfolgen kann. Gleichzeitig ist in engen und dumpfen Stadtvierteln durch Strafsenverbreiterung und durch Ausführung geeigneter, den erhöhten Verkehr berücksichtigender Durchbrüche neuer Strafsen Raum, Licht und Luft zu schaffen. Die hierbei mafsgebenden, häufig auf künstlerischer Auffassung beruhenden Gesichtspunkte sind in neueren umfassenderen Werken[75]) niedergelegt, sodafs auf dieselben und auf die nachstehend angeführte neuere Litteratur verwiesen werden mufs.

Die Wohlfahrtseinrichtungen, welche teils gesundheitlichen Zwecken (Kanalisation und Wasserversorgung), teils zur Bequemlichkeit und Sicherheit der Bewohner (Gasleitungen, elektrische Kraft- und Lichtübertragungen, Telephon-, Druckluft-, Heifswasserleitungen u. s. w.) dienen, können ebenfalls in diesem Kapitel nicht eingehend berücksichtigt werden, nur mag gleich hier die Unterbringung dieser „Versorgungsnetze" in den städtischen Strafsendämmen kurz besprochen und hervorgehoben werden, dafs bei stetiger Vermehrung derselben eine für die Verwaltungen namentlich grofser Städte schwierige Aufgabe entsteht[76]), die insofern auch mit der Pflasterfrage innig verwachsen

---

[75]) Siehe die Litteratur; hervorgehoben seien: Stübben. Der Städtebau. Handb. d. Arch., Teil IV, 9. Halbband. Darmstadt 1890. — Sitte. Der Städtebau nach seinen künstlerischen Grundsätzen. Wien 1889. — Baumeister. Städtisches Strafsenwesen. Handb. d. Bauk. Abt III, Heft 3. Berlin 1890.

[76]) Hobrecht. Die modernen Aufgaben des grofsstädtischen Strafsenbaues mit Rücksicht auf die Unterbringung der Versorgungsnetze. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 353, 375, 386. Deutsche Bauz. 1890, S 445 Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 301, 313, 327. Auch als Sonderabdruck bei Ernst & Korn, Berlin 1890, erschienen.

ist, als bei jeder notwendig werdenden Legung einer neuen Leitung die Pflasterdecke wieder aufgerissen werden mufs, wobei nach Verlegung der neuen Leitung in dem wieder hergestellten Strafsenpflaster leicht Senkungen entstehen; hierdurch können Leitungsbrüche hervorgerufen werden und der Verkehr wird jedesmal in empfindlicher Weise gestört.[77])

Die ständige Vermehrung solcher Leitungsanlagen bietet den Verwaltungen auch ein Hindernis, zu endgiltigen Pflasterungen überzugehen, da es schwer zu ermessen ist, wann der Zeitpunkt eingetreten sei, in welchem sämtliche Bedürfnisse an Leitungen gedeckt sind. Auch müssen bestehende Leitungsnetze beim Legen neuer Leitungen berücksichtigt werden und besonders, wo verschiedenen Gesellschaften Konzessionen erteilt wurden, wie z. B. namentlich in London und New-York, kann es vorkommen, dafs die Leitungen planlos in wirrem Durcheinander unter der Strafse untergebracht wurden, sodafs nicht allein Beschädigungen anderer Leitungen bei Neulegungen und Ausbesserungsarbeiten vorkommen, sondern dafs es auch schwer fällt, eine bestimmte Leitung herauszufinden. Ein interessantes Bild solcher Art bietet mancher Strafsenquerschnitt in New-York.[78])

So ist es nur natürlich, dafs in diesen grofsen Städten der Gedanke der Untertunnelung der Strafse durch sogenannte „Subways", in denen sämtliche Rohrleitungen vereinigt werden können, aufkam.[79]) Verhältnismäfsig früh geschah dies in London, wo diese Notstände besonders schwer empfunden wurden und bereits im Jahre 1864 ein diesbezügliches Gesetz eingebracht wurde.[80]) Gelegentlich der Besprechung dieses Gesetzes kamen auch alle Mängel der Subways zur Sprache. Als bedenklichster Punkt erscheint die Explosions- und Erstickungsgefahr, die durch Undichtigkeiten der Gasröhren in solchen Tunneln hervorgerufen werden kann, wenn auch die von Dr. Frankland in gut gelüfteten Tunneln durch Anbohren der Gasröhren angestellten direkten Versuche zu dem Schlusse zu berechtigen scheinen, dafs in dem Mafse, wie die Gasausströmung stattfinde, auch der Lüftungszug sich vermehre und dadurch jede Gefahr ausgeschlossen sei.[81]) Immerhin empfiehlt die Vorsicht, Gasröhren in derartigen Tunneln nicht unterzubringen[82]), sondern dieselben lieber gesondert in den Strafsendamm einzubetten, was dann doch wieder ein Aufreifsen des Pflasters bedingt. Ferner erscheint es in den meisten Fällen geraten, die Abzugskanäle gesondert anzulegen. Auch dürfte es schwer halten, die Abmessungen der Tunnel den etwaigen künftigen Ansprüchen für alle Fälle genügend anzupassen, namentlich wenn Platz zum Auswechseln der Röhren, zum Bewegen der Schieber u. s. w. übrig bleiben soll. Um fortwährende Durchbrechungen der Seitenwandungen zu vermeiden, was ebenfalls stets wieder Pflasteraufbrüche zur Folge hätte, müfsten zu den einzelnen Häusern führende Seitengänge angeordnet werden,

---

[77]) Vergl. z. B. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 393.

[78]) Rohrleitungen an der Kreuzung vom Broadway mit der Fultonstrafse. Le génie civil 1892, Bd. XX, S. 154.

[79]) Hobrecht. Die modernen Aufgaben u. s. w. Berlin 1890. S. 6.

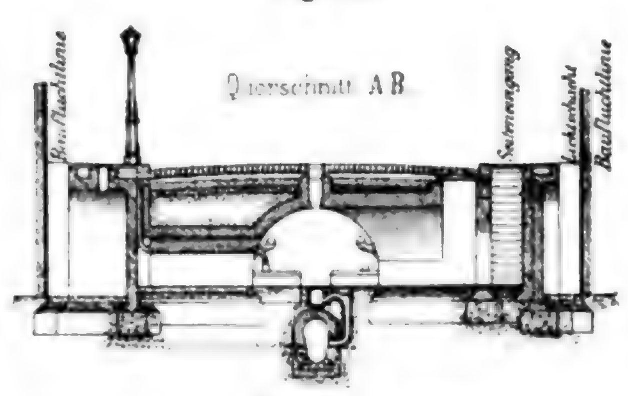
[80]) Als Litteratur kann angeführt werden: Subways in London. Builder 1881, März, S. 303. Wochenbl. f. Bauk. 1887, S. 499. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 29. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 358. Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 206. — Subways für Toronto in Kanada. Engineering news 1891, II, S. 292. — Die Erbauung von Leitungsgängen (Subways) in Hamburg. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 327.

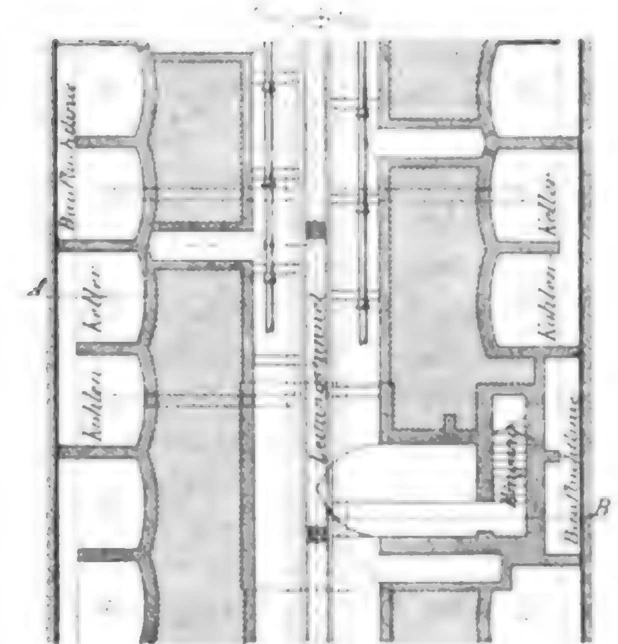
[81]) Hobrecht. Die modernen Aufgaben etc. Berlin 1890. S. 9.

[82]) Vergl. auch den Aufsatz: Unbenutzte Kanäle und Hohlräume in gröfseren Städten mit Gasleitungen als Gefahr für Gas-Explosionen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 574 u. 594.

wie sie Fig. 11 für einen in London erbauten Strafsentunnel zeigt.[83]) Das kommt aber schliefslich einer vollständigen Unterkellerung der Strafse gleich, die ungemein hohe Kosten beansprucht und das Innere der Häuser einer Strafse miteinander in Verbindung bringt, was mit Rücksicht auf Zeiten epidemischer Krankheiten bedenklich erscheint. In London steht der Unterbringung der Versorgungsnetze in den Fufswegen die Anordnung der Kohlenkeller unter den letzteren entgegen, sonst erscheint es empfehlenswert, nach Herstellung der Kanalisation und eines endgiltigen Pflasters die Bürgersteige für die Einbettung der verschiedenen Versorgungsnetze vorzubehalten[84]) oder dieselben ausschliefslich für alle Leitungen und Kanäle zu benutzen, wobei allerdings ihre Breite und Pflasterungsweise dementsprechend anzuordnen ist, wie dies z. B. in Breslau erfolgte.[85]) Hier wurden in den breiteren Strafsen alle Leitungen doppelseitig so gelegt, dafs der 2 m breite Streifen zunächst den Bordsteinreihen zur Aufnahme von Kabeln für hochgespannte elektrische Ströme (Licht- und Kraftübertragungen), der anschliessende 0,8 m breite Streifen für die Gasleitung, der folgende 1,2 m breite Streifen für die Wasserleitung, der letzte 1,5 m breite Streifen an den Häusern endlich zur Aufnahme der Entwässerungsanlagen dient. Die Kabel für schwache elektrische Ströme (Telegraphen-, Telephon- etc. Kabel) kommen zwischen die Wasserleitung und den Kanal zu liegen. Bei 6 m breiten Fufswegen können also alle erforderlichen Leitungen für jede Seite der Strafse gesondert untergebracht werden. Bei schmäleren Fufswegen und bei Strafsen von weniger als 15 cm Breite wurde in Breslau nur ein Entwässerungskanal in der Strafsenmitte angeordnet.

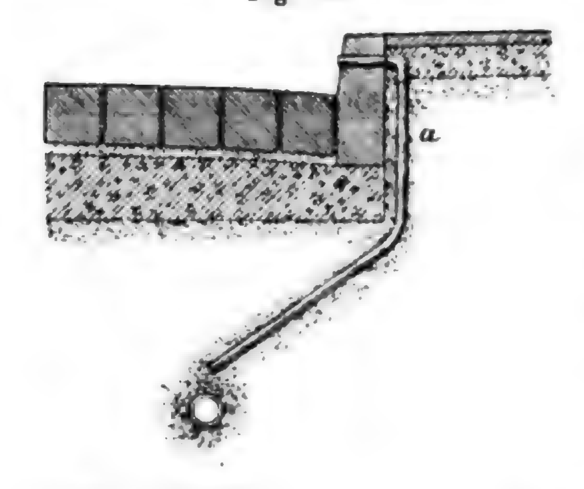

Fig. 11.





In Mainz wird, zur Möglichmachung der Gasausströmung bei etwa eintretenden Undichtigkeiten der Gasröhren, unter Pflasterungen auf Beton das Gasrohr alle 15 m mit grobem Kies überschüttet, in welchen die neben der Strafsenrinne in den Stofsfugen der Randsteine mündenden Sicherheitsröhren *a* reichen, wie dies Fig. 12

Fig. 12.



[83]) Hobrecht. Die modernen Aufgaben etc. Berlin 1890. S. 12.

[84]) Die Anordnung der Gas-, Wasser- und elektrischen Leitungen in den Bürgersteigen der Grofsstädte, insbesondere Einlegung der letzteren in Cementkanäle. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1890, S. 4.

[85]) v. Scholz. Vortrag über die Breslauer Strafsenarbeiten. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 30.

veranschaulicht.[56]) Die Sicherheitsröhren senkrecht hinaufzuführen, wie dies an anderen Orten versucht worden ist, und dieselben mit Steinen oder grobem Kies ausgefüllt in der Strafsenfläche münden zu lassen, hat sich nicht bewährt, weil dieselben sich durch den Strafsenabraum verschlammten und dadurch unwirksam wurden.

Allgemein giltige Mafsnahmen gegen die namentlich in den Grofsstädten sich zeigenden Mifsstände, welche bei der seitherigen Art der Unterbringung der Leitungsnetze entstehen, lassen sich jedoch nicht geben, da die Verhältnisse in Bezug auf Lage, Breite, Gefälle, Grundwasserstand, Bodenbeschaffenheit u. s. w. in den verschiedenen Städten verschieden sind und auch die grofsen Kosten, welche bei Untertunnelungsanlagen im allgemeinen, namentlich aber bei nachträglicher einheitlicher Regelung entstehen, wesentlich mitsprechen. Unter jeweiliger Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse empfiehlt Baurat Dr. Hobrecht[57]) nachstehende Mafsnahmen:

1. Die Anordnung von Untertunnelungen (Subways), wo deren Erbauung möglich ist und dieselben eine durchgreifende Ordnung und Unterbringung der Leitungen dauernd in Aussicht stellen.
2. Herstellung eines administrativen Verbandes der Grofsstädte und ihrer Vororte.
3. Erlafs eines die Feststellung der Bebauungspläne und die Ausführung neuer Strafsen regelnden Gesetzes nach Art des in Preufsen giltigen Gesetzes vom 2. Juli 1875, wo eine derartige Regelung noch nicht vorhanden, sowie dementsprechender Ortsstatute.
4. Anordnung einer gröfseren Breite der Bürgersteige nötigenfalls auf Kosten der Breite der Strafsendämme.
5. Nichterteilung weiterer Konzessionen an Privatunternehmer oder Aktiengesellschaften zur Ausführung und finanziellen Ausbeutung von Versorgungsnetzen irgend welcher Art. Beim Bestehen solcher Konzessionen sollten dieselben baldmöglichst abgelöst werden.
6. Teilung jeder Versorgungsanlage einer Stadt in bestimmte räumlich abgegrenzte Einzelsysteme.
7. Unterstellung aller städtischen Versorgungswerke unter eine und dieselbe technische und finanzielle Oberleitung.

Litteratur.

a. Selbständige Werke über Bebauungspläne.

A. Mathieu. Projet d'une capitale modèle. Paris 1881.
v. Pettenkofer und v. Ziemssen. Handbuch der Hygiene und der Gewerbekrankheiten. Teil II, Abt. I, 1. Hälfte: Anlage von Ortschaften. Leipzig 1882.
H. Maertens. Der optische Mafsstab für den Städtebau (2. Aufl.). Berlin 1884.
R. Baumeister. Deutsche Zeit- und Streitfragen. Heft 7: Moderne Stadterweiterungen. Hamburg 1887.
C. Sitte. Der Städtebau nach seinen künstlerischen Grundsätzen. Wien 1889.
H. Maertens. Optisches Mafs für den Städtebau. Bonn 1890.
J. Stübben. Der Städtebau. IV. Teil, 9. Halbband vom Handbuch d. Architektur. Darmstadt 1890.
R. Baumeister. Städtisches Strafsenwesen und Städtereinigung. Handbuch f. Baukunde, Abt. III, Heft 3. Berlin 1890.
Preisgekrönter Konkurrenz-Entwurf zur Stadterweiterung Münchens von C. Henrici, Architekt und Professor a. d. techn. Hochschule in Aachen. München 1893.
Berlin und seine Bauten. 1877.

---

[56]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 37.
[57]) Hobrecht a. a. O. S. 20.

Dresden und seine Bauten. 1878.
Führer durch Hannover. 1882.
Führer durch Stuttgart. 1884.
Frankfurt und seine Bauten. 1886.
Köln und seine Bauten. 1888.
Hamburg und seine Bauten. 1890.
Leipzig und seine Bauten. 1892.
Strafsburg und seine Bauten. 1894.

C. Henrici. Von welchen Gedanken sollen wir uns beim Ausbau unserer deutschen Städte leiten lassen? Trier 1894.

b. Zeitschriften-Litteratur, betr. Bebauungspläne, Plätze und Strafsen, Numerierung der Häuser.

Grofsstädtische Grundpläne. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 192. Vortrag, Architekt Unger.

Der Quai d'Avroy in Lüttich. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, Bl. 743.

Günstigste Strafsenrichtung nach Vogt. Zeitschr. f. Biologie 1879, S. 319 u. 605. — Eisenbahn 1879, II, S. 52, 58, 64, 70, 77 u. 83.

Strafsenbau und Stadterweiterung von Paris. Zeitschr. f. Bauw. 1879, S. 378, mit Abbild.

Stadterweiterung von Ostende. Zeitschr. f. Bauw. 1879, S. 226, mit Abbild.

Entwurf einer Ringstrafse in Nürnberg. Deutsche Bauz. 1879, S. 453, 481, 500; 1880, S. 48 u. 158. An Stelle der alten Verteidigungswerke wird von Prof. A. Gnauth die Anlage einer Ringstrafse empfohlen und dieser Vorschlag von anderer Seite bekämpft.

Die Stadterweiterung von Mainz. Deutsche Bauz. 1879, S. 484.

Geschichtliche Darlegung der seitherigen Stadterweiterung und die zukünftige Plangestaltung von Köln. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1879, S. 25 u. 41.

Zur Stadterweiterung von Köln. Deutsche Bauz. 1879, S. 430, 449, 470 u. 484. — Rombergs Zeitschr. f. prakt. Bauk. 1879, S. 455 u. 476. — Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1880, S. 51.

Das Strafsenprojekt zwischen dem Dammthore und dem Holstenthore mit den Bauplätzen der neuen Justizgebäude in Hamburg. Deutsche Bauz. 1879, S. 171 u. 238, mit Abbild.

Gröfsenverhältnisse der freien Plätze Berlins im Vergleich mit denjenigen von Paris. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1879, S. 69.

Mitteilungen über Platz- und Strafsenanlagen aus den Städten Basel, Bern, Genf, Zürich, Besançon, Lyon, Nancy, Luxemburg, Brüssel, Lüttich und Löwen. Deutsche Bauz. 1880, No. 57, 59, 61, 63, 71, 73, 77, 79, 85, 91, 93, 95, 97, 98, 99 u. 103.

Über Strafsenverhältnisse und Bebauungsart gröfserer Städte von M. A. Turner. Rombergs Zeitschr. f. prakt. Bauk. 1880, S. 405, 428 u. 451.

Die Ausschmückung des Platzes vor der Nôtre-Dame-Kirche zu Paris. Nouv. ann. de la constr. 1880, S. 155.

Die Herstellung notwendiger Strafsendurchbrüche im Innern von London. Engineer 1880, Nov. S. 352.

Die Nachteile der Hintergassen (*back streets*). Builder 1880, Okt. S. 538.
Die Zwischengassen an der Hinterseite der Hausgrundstücke werden mit Rücksicht auf Reinlichkeit, Gesundheit, Sicherheit und Schönheit besprochen.

Über die Reinhaltung der Wasserläufe im städtischen Bebauungsgebiet. Die Stadt 1880, S. 145. — Deutsche Bauz. 1880, S. 434. — Eisenbahn 1880, Bd. XIII, S. 104. — Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1880, S. 366. — Baugewerksztg. 1880, S. 599. Vortrag von J. Stübben.

Der Entwurf der Wiedererbauung von Szegedin. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1880, S. 71, mit Plan.

Die Ufererweiterung längs der Altstadt von Mainz. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1880, S. 262.

Praktische Durchführung der Stadterweiterung von Mainz. Deutsche Bauz. 1880, S. 142.

Der Bebauungsplan von Aachen. Deutsche Bauz. 1880, S. 100, m. Abb. Besprechung von J. Stübben.

Über die Vergröfserung Londons. Deutsche Bauz. 1880, S. 232.

Der Wettbewerb für die Kölner Stadterweiterung. Deutsche Bauz. 1880, S. 497.

Die Bestimmungen über die Erfordernisse fertiger Strafsen und den Anbau an unfertigen Strafsen in Frankfurt a. M. Die Stadt 1880, S. 71 u. 95.

Über das Wachstum Berlins. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1880, S. 212 u. 238.

Der Bebauungsplan von Berlin. Deutsche Bauz. 1880, S. 136. Vortrag von Baurat Heyden über die projektierte Erweiterung und den fehlenden Erweiterungsplan im Westen

Die Umgestaltung des Pariser Platzes in Berlin. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1880, S. 183. Der Entwurf des Hofbaurats Persius wurde genehmigt.

Der Entwurf des Viktoria-Parkes und der Bauplatz für ein Ausstellungsgebäude auf dem Kreuzberge. Deutsche Bauz. 1880, S. 237, mit Abbild.

Die Abhängigkeit der Haushöhen von den Strafsenbreiten. Deutsche Bauz. 1881, S. 492 u. 590. — Wochenbl. f. Bauk. 1887, S. 442.

Diagonalstrafsen. Scientific american 1881, I, S. 97.

Dieselben werden von Prof. Haupt in Philadelphia als ökonomisch vorteilhafter und für den Verkehr günstiger hingestellt, als die Anlage von rechteckig sich schneidenden Strafsen.

Entwurf für Strafsendurchbrüche und Abänderungen des Stadtplanes für einen Teil von Zürich von Arch. Ernst. Eisenbahn 1881, Bd. XIV, S. 66.

Der endgiltige Entwurf des Stadtbaumeisters Conrath für die Stadterweiterung von Strafsburg. Deutsche Bauz. 1881, S. 13 u. 26, mit Abbild. Besprechung von Prof. Baumeister.

Die Grundzüge des neuen Bebauungsplanes für Riga. Rigaische Industrie-Ztg. 1881, S. 133 u. 138, mit Abbild.

Bittschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins, betreffend die Aufstellung eines General-Bauplanes für Wien und Umgebung. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1881, S. 170.

Die Verbesserung und Verschönerung der Strafsenanlagen in den grofsen Städten mit besonderem Hinweis auf London. Builder 1881, April, S. 419.

Die Stadterweiterung Kölns. Deutsche Bauz. 1881, S. 6 u. 10. — Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1881, S. 1, 445, 506 u. 523 — Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 144.

Zur baulichen Entwickelung Berlins mit Umgebung. Deutsche Bauz. 1881, S. 87. Besprechung von Baurat Orth.

Gewisse Absonderlichkeiten in den öffentlichen Strafsenanlagen Berlins. Baugewerksztg. 1881, S. 612.

Thorplätze der Florentiner Stadterweiterung. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1882, S. 124. Besprechung von Mühlke.

Die Ausnutzung der öffentlichen Plätze. Baugewerksztg. 1882, S. 242. Besprechung von Prof. E. Dietrich.

Die Haushöhen in Paris. Gaz. d. arch. et du bâtiment 1884, S. 190 u. 205. — Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 302. — Baugewerksztg. 1882, S. 538.

Die Entwickelung städtischer Strafsen und Plätze. Baugewerksztg. 1882, S. 749. Besprechung von K. Oertel.

Die Seekai-Anlagen in Zürich. Deutsche Bauz. 1882, S. 291, mit Abbild.

Entwurf des Ingenieurs Klemzinger für die Überwölbung des Wien-Flusses innerhalb der Stadt und die Anlage einer Ringstrafse auf der so gewonnenen Fläche. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1882, S. 60.

Der vom Stadtrat genehmigte Bebauungsplan des Ing. Viviani für Rom. Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 266. — Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1882, S. 206, mit Abbild. Besprechung und teilweise ungünstige Beurteilung desselben.

Der Bebauungsplan für die Theresienwiese in München. Deutsche Bauz. 1882, S. 538. — Deutsches Baugewerksbl. 1883, S 588.

Der Fortgang der Bauarbeiten der Kölner Stadterweiterung. Centralbl. d. Bauverw. 1882. S. 366. — Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1882, S. 45, 176, 222 u. 229.

Die Ausschmückung öffentlicher Plätze in Berlin. Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 447.

Dieselbe soll nach einem Gutachten der Akademie für Bauwesen in Zukunft nicht nach gärtnerisch, sondern architektonisch bearbeiteten Entwürfen erfolgen.

Regulierungs-Entwürfe für die Zufahrtsstrafsen zur neuen Packhofsanlage in Berlin, Deutsche Bauz. 1882, S. 143, mit Abbild.

Strafsen- und Brücken-Entwurf zur Beseitigung des Mühlendammes in Berlin. Baugewerksztg. 1882, S. 577 u. 596.

Die Piazza di Spagna in Rom. Wochenbl. f. Bauk. 1883, S. 57.

Studie über römische Platzanlagen. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1883, S. 45, 56 u. 66.

Reg.-Baumeister Mühlke weist auf die hohe künstlerische Auffassung hin, welche der Anlage der meisten derselben zu Grunde liegt.

Die Aufstellung von Bebauungsplänen. Deutsche Bauz. 1883, S. 579. — Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1883, S. 490. Vortrag von Ing. B. Wieck.

Städtische Strafsen-, Park- und Platzanlagen. Wochenbl f. Arch. u. Ing. 1883, S. 43.

Vortrag von Reg.-Baumeister Weifs in Kassel, der die verschiedenen Systeme der Strafsennetze bespricht, die möglichste Verringerung des Längengefälles durch Vornahme von Erdarbeiten befürwortet und die Bevorzugung der von NW. nach SO. und NO. nach SW. führenden Strafsen, sowie eine Minimaltiefe der Hausblocks von 100 m empfiehlt.

Stadterweiterung von Wien. Deutsche Bauz. 1883, S. 10.

Die 1868 begonnene und seitdem stetig weiter geführte, aber noch nicht beendete Stadterweiterung wird besprochen.

Der neue Bebauungsplan von Rom. Deutsche Bauz. 1883, S. 173, 186 u. 199. Derselbe wird günstig beurteilt.

Die Strafsenquerschnitte der Stadterweiterung von Köln. Baugewerksztg. 1883, S. 885.

Die Kosten der Stadterweiterung von Florenz. Deutsche Bauz. 1883, S. 163.

Dieselben werden nach der Schrift des Ing. Cav. Giuseppe Poggi: „Sui lavori per l'ingrandimento di Firenze. Firenze 1882" mitgeteilt.

Die Umgestaltung einiger Strafsenzüge im Innern von Berlin. Deutsche Bauz. 1883, S 551, mit Plan. Besprechung vom Stadtbaurat Blankenstein.

Bericht der Kommission über den neuen Bebauungsplan für Hannover. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1884, S. 333; 1885, S. 21. — Deutsche Bauz. 1885, S. 518; 1886, S. 18.

Die städtischen Strafsen von Budapest. Deutsche Bauz 1885, S. 77.

Die geplante Umgestaltung Dresdens, besonders der Koch'sche Entwurf für die Bebauung des rechten Elbufers oberhalb der Augustus-Brücke. Deutsche Bauz 1885, S. 319 u. 331.

Über die monumentale Gestaltung öffentlicher Plätze in Berlin. Deutsche Bauz. 1885, S. 107.

Berücksichtigung der Windrichtung bei Anlage von Wohnplätzen. Gesundh.-Ing. 1885, S. 312.

Die Kölner Stadterweiterung. Wochenbl. f. Bauk. 1885, S. 458.

Grundsätze für Stadterweiterungen. Vierteljahrsschr. d. Ver. für öffentl. Gesundheitspflege 1886, Bd. 18, S. 9.

Besonders die Grundsätze, welche sich auf die Gesundheitspflege beziehen und wie sie in der Versammlung des deutschen Vereins für öffentliche Gesundheitspflege in Freiburg i. Br. im September 1885 angenommen wurden, werden mitgeteilt.

Über Forderung zweckmäfsiger Strafsenorientierung bei Stadterweiterungen. Gesundh.-Ing 1886, S. 159.

Die Andrassy-Strafse zu Budapest. Wochenbl. f. Bauk. 1886, S. 476.

Zukünftige Ausbildung der Hauptstrafsen in den Weltstädten. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1886, S. 100.

Die Höhe der Häuser an Uferstrafsen. Deutsche Bauz. 1886, S. 20.

Die Entwickelung der Strafsenanlagen von Paris seit Ende des vorigen Jahrhunderts. Wochenbl. f. Bauk. 1886, S. 499.

Der k. Gesandtschaftsattaché Peschek bespricht dieselbe unter Hervorhebung der Thätigkeit des zweiten Kaiserreichs.

Die Freilegung des Domes zu Köln und die Regulierung der angrenzenden Strafsen. Deutsche Bauz. 1886, S. 561, mit Abbild. Besprechung von Stadtbaurat J. Stübben.

Der Bebauungsplan für das Stadtviertel zwischen dem Tiergarten und Moabit in Berlin. Deutsche Bauz. 1886, S. 517.

Die bauliche Entwickelung von Budapest. Wochenbl. f. Bauk. 1886, S. 465. Ausführl. Besprech.

Die Abkantung oder Abrundung von Strafsenecken. Wochenbl. f. Bauk. 1887, S. 29 u. 144.

Die neue Anlage der Mühlstrafse in Tübingen. Deutsche Bauz. 1887, S. 544, mit Abbild. Es handelt sich um die Verbreiterung und Tieferlegung der Mühlgasse.

Über Stadterweiterungen. Wochenbl. f. Bauk. 1887, S. 32 u. 42.

Vortrag von Architekt Emil Hecht, der besonders den architektonischen Standpunkt hervorhebt.

Strafsenregelung für die Umgebung des Stephan-Domes in Wien. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1887, S. 168.

Es handelt sich insbesondere um den vom Baurat Streit aufgestellten, von dem Gemeinderate genehmigten Entwurf der Änderung der Fluchtlinie für die Kärnthner Strafse und für den Graben.

Die Umgestaltung des Bebauungsplanes von Venedig. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 362.

Der Lageplan der Kaiser-Wilhelm-Strafse in Berlin. Baugewerksztg. 1887, S. 297 u. Deutsche Bauz. 1887, S. 457, mit Abbild.

Die bauliche Gestaltung des Potsdamer Platzes in Berlin zum Zweck der Aufstellung eines Obelisken. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 177, mit Abbild.

Neue Strafsenanlagen auf dem Borsig'schen Fabrikterrain in Berlin. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1887, S. 204.

Die Stadterweiterung von Rom. Baugewerksztg. 1888, S. 353 u. 376.

Der neue Bebauungsplan von Mailand. Il Politechnico 1888, S. 15. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 661.

Für die zwischen dem Domplatze und dem Corso Sempione liegenden Stadtteile zeigt derselbe die eigenartige Anlage eines elliptischen Platzes, von welchem 6 Strafsen auslaufen.

Vorschlag zur Umgestaltung der Strafse „Unter den Linden" in Berlin. Deutsche Bauz. 1888, S. 182; 1889, S. 223.

Regierungsbaumeister M. Friedeberg schlägt vor, an Stelle des jetzigen mittleren Spazierwegs eine dreiteilige Fahrstrafse anzuordnen und die Fufswege beiderseits bis an den so gebildeten Fahrdamm zu verbreitern.

Die beabsichtigte Durchlegung der Berliner Behrenstrafse nach dem Schinkelplatz. Deutsche Bauz. 1888, S. 528.

Die Aufgaben des Stadtstrafsenbaues der Gegenwart. Journ of the Franklin Inst. 1889, II, S. 440.

Die Abkantung der Ecken in städtischen Fluchtlinienplänen. Deutsche Bauz. 1889, S. 94, 199; 1890, S. 20.

Strafsendurchbrüche in italienischen Städten. Deutsche Bauz. 1889, S. 270.

Über alte und neue Stadtanlagen mit Bezug auf die Plätze und die Monumentaufstellungen in Wien, von C. Sitte. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, S. 261 u. 269.

Über öffentliche Plätze und ihre Einrichtung zu festlichen Zwecken, von G. Heuser. Deutsche Bauz. 1889, S. 508.

Der Wiederaufbau der Stadt Szegedin, von J. Stübben. Deutsche Bauz. 1889, S. 3.

Die Wald-Ringstrafse im Hannover'schen Bebauungsplane. Deutsche Bauz. 1889, S. 124.

Der Bebauungsplan der Stadt Hannover. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1886, S. 18; 1888, S. 330; 1889, S. 240. Besprechungen von Unger, Wallbrecht und Bokelberg.

Verschönerung des Berliner Tiergartens. Deutsche Bauz. 1889, S. 87. Vorschläge des Herrn Baurat Hobrecht.

Die König-Johannstrafse zu Dresden. Civiling. 1889, S. 175. Besprechung von B. Adam.

Die Numerierung der Häuser und die Hausnummern. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 408; 1890, S. 44.

Die Zukunftsstrafsen der Grofsstädte werden an Hand einer Schrift von H. Rosenbusch besprochen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 231. — Baugewerksztg. 1890, S. 435.

Das Querprofil der Stadtstrafsen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 380.

Die Breite der Strafsen und die zweckmäfsige Verteilung der Fahrbahn, der Fufswege und etwaiger Bahngleise auf denselben wird besprochen.

Die Veränderung des Stadtplanes und der Bauordnung im Zusammenhange mit der bevorstehenden Vereinigung Wiens mit seinen Vororten. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1890, S. 358.

Zur Freilegung des Domes zu Köln. Deutsche Bauz. 1890, S. 25, 61, 79 u. 140, mit Abbild.

Der Stadterweiterungsplan von Dessau und die darauf bezügliche Preisbewerbung. Deutsche Bauz. 1890, S. 23 u. 50. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1890, S. 675.

Der Wert der Diagonalstrafsen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 409.

Die neuen Strafsen von Frankfurt a. M. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 373.

Neuzeitliche Städte-Bausysteme von K. Henrici. Deutsche Bauz. 1891, S. 81 u. 150; vergl. aber auch daselbst, S. 122 (J. Stübben).

Der Individualismus im Städtebau von Henrici. Deutsche Bauz. 1891, S. 295, 301 u. 320.

Die Stadterweiterung von Wesel. Deutsche Bauz. 1891, S. 13.

Die Stadterweiterung auf der Westseite von Danzig. Deutsche Bauz. 1891, S. 617.

Die strafsenbauliche Entwickelung von Worms. Deutsche Bauz. 1891, S. 489.

Der Wettbewerb für die Stadterweiterungspläne von München. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 193.

Adicke's Gesetzentwurf zur Erleichterung von Stadterweiterungen. Centralbl. d. Bauverw. 1892, S. 530.

Über Städteanlagen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 4. Nach Engng. news wird über einen bezüglichen Aufsatz von Ing. W. H. Dorsey aus Middlesborough berichtet.

Die Einverleibung der Vororte Berlins. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 15. Die Vor- und Nachteile werden besprochen.

Die Stadterweiterung von Landau in Bayern. Deutsche Bauz. 1892, S. 146.

Wettbewerb zur Erlangung von Bebauungsplänen für das nördliche Stadtgebiet von Hannover. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1892, S. 425.

Der Bau der Kaiser-Wilhelmstrafse in Hamburg. Deutsche Bauz. 1893, S. 9.

Entwurf zu einem Elsterbecken in Leipzig. Deutsche Bauz. 1893, S. 552.

Lageplan der Theresienwiese und Umgebung in München. Baugewerksztg. 1893, S. 872.

Praktische und ästhetische Grundsätze für die Anlage von Städten. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 529, 545, 561, 582 und Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1893, S. 441. Vortrag von Stadtbaurat J. Stübben.

Derselbe behandelt 1. den Verkehr, 2. die Bebauung, 3. die Gesundheit, 4. die Ausbildung der Strafsen und Plätze, 5. das Verhältnis der Strafsen und Plätze zu den Bauwerken, 6. Zusammenfassung der praktischen und ästhetischen Grundsätze.

Wettbewerb für die Bebauung des Stubenviertels in Wien. Allg. Bauz. 1893, S. 41.

Die Stadterweiterung von München. Deutsche Bauz. 1893, S. 227, 305, 329 u. 389. Centralbl. d. Bauverw. 1893, S. 149.

Wohnungsfrage und Bebauungsplan. Deutsche Bauz. 1893, S. 539.

Zur schönheitlichen Gestaltung städtischer Strafsen. Deutsche Bauz. 1893, S. 294 u. 326.

Über gerade und krumme Strafsen. Von Stadtbaurat J. Stübben. Deutsche Bauz. 1893, S. 349.

Strafsenerweiterungen in Nürnberg. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 575.

Die Umgestaltung der älteren Teile von Prag. Techn. Blätter 1893, Heft I u. II. Vierteljahrsschrift des deutschen polyt. Vereins in Böhmen.

Die Josephstadt, die angrenzenden Teile der Altstadt und des Adalbert-Viertels der Neustadt, Gebiete von 380000 qm Fläche mit mehr als 600 bewohnten Häusern, erfahren eine völlige Umgestaltung. Sämtliche Baufluchten werden verändert, Höherlegungen der Strafsen vorgenommen und die Wasserleitung und Kanalisation planmäfsig durchgeführt. Das Enteignungsgesetz ist der Prager Stadtgemeinde durch ein besonderes Gesetz zur Durchführung dieser Stadtumwälzung verliehen worden und kann zur Anwendung gebracht werden, wenn die Hausbesitzer nicht innerhalb zweier Jahre den Neu- bezw. Umbau der betroffenen Häuser selbst vornehmen. Die Fläche der Strafsen und Plätze wird durch die Neuordnung fast verdoppelt.

Die Numerierung der Häuser in amerikanischen Städten. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 442.

Es beginnt die Zählung bei jedem Block in der Längsstrafse, sowie in der Querstrafse mit einem neuen Hundert, z. B. der in der 6. und 7. Längsstrafse liegende Teil einer Querstrafse mit 600, der zwischen der 9. und 10. Längsstrafse liegende Teil mit 900, der zwischen der 3. und 4. Querstrafse liegende Teil der Längsstrafse mit 300 u. s. w. Ähnlich sind die Geschäftsräume in den hohen Häusern numeriert; im 2. Stock von 200 an, im 15. Stock von 1500 an u. s. f.

Vorschläge zur Verschönerung moderner Strafsen durch entsprechende Anordnungen im Bebauungsplane. Deutsche Bauz. 1894, S. 5.

Entwurf zur Umgestaltung des Viktualienmarktes in München. Centralbl. d. Bauverw. 1894, S. 9. — Deutsche Bauz. 1894, S. 65.

Umgestaltung des Schlofsplatzes und der Königsstrafse in Berlin. Centralbl. d. Bauverw. 1894, S. 123.

Preisgekrönter Entwurf zur Stadterweiterung in München von Prof. Henrici in Aachen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 71.

Bebauungsverhältnisse in den Städten. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 24.

Ein beachtenswerter Aufsatz über die Bauplatz-Spekulation und die zu dichte Bebauung in grofsen Städten.

Generalbebauungsplan für Grofs-Wien. Deutsche Bauz. 1894, S. 123. — Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1894, S. 385, 393 u. 410. — Centralbl. d. Bauverw. 1894, S. 420.

Vorschlag zur Herstellung einer Strafsenanlage über dem Schleusenkanal in Berlin. Deutsche Bauz. 1894, S. 415.

Die bauliche Entwickelung Strafsburgs i. E. Deutsche Bauz. 1894, S. 434, 442, 450.

Stadterweiterungen. Deutsche Bauz. 1894, S. 489.

Behandlung der einschlägigen Fragen auf der Versammlung des deutschen Ver. f. öffentl. Gesundheitspflege in Magdeburg 1894 von den Berichterstattern: Oberbürgermeister Adickes in Frankfurt a. M., Geh. Baurat Hindeldeyn-Berlin und Baupolizei-Inspektor Classen-Hamburg.

Die Strafsen im Fairmount-Park in Philadelphia. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 536.

Nach Mitteilungen des Direktors Russell Thayer im Engng. Rec. sind die Strafsen makadamisiert oder nach Telford mit Packlage versehen. Die Fufswege haben Vulkanit-Befestigung.

Alte Stadtanlagen. Deutsche Bauz. 1894, S. 608. Aufsatz von J. Stübben.

Die Wohnungen des Volkes zu Ende des XIX. Jahrhunderts. Allg. Bauz. 1894, S. 82 u. 97. Eine sozial-ökonomische Studie von Alois Meifsner.

Es werden besprochen: Häuser mit kleinen billigen Wohnungen in Frankfurt a. M. und Arbeiterwohnungen und Gasthäuser in London.

Einiges zur Beachtung bei Anlage von Strafsen, Plätzen und Gebäuden auf unebenem Gelände. Deutsche Bauz. 1894, S. 501 u. 506.

Zur Geschichte der Strafsburger Stadterweiterung. Deutsche Bauz. 1894, S. 584.

Die Aufgaben und das Wesen des Städtebaues. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 521, 538, 552.

Ingenieur Josef Röttinger, Stadtbaumeister in Wien, bespricht die mafsgebenden Gesichtspunkte in folgender Anordnung:

I. Wohlfahrtseinrichtungen.

A. Einrichtungen für die leibliche Wohlfahrt. Allgemeine Wasserversorgung und Kanalisierung, Abfuhr des Hausmull, Befestigung, Reinigung und Konservierung der Strafsenfahrbahnen und Gehwege, Abfuhr des Strafsenkehrichts, Entfernung und Vernichtung von Tierleichen, Versorgung für Kranke und arbeitsunfähige Mitbürger, Vorsorge für die Aufbahrung, Beerdigung und Verbrennung Verstorbener, Vorsorge für eine permanente Feuer- und Wasserwehr, sowie für Hilfeleistung bei Unglücksfällen jeder Art, Vorsorge für ausgiebige und zweckmäfsige Approvisionierung, Bäder, Turnhallen, Fechthallen und Sport, Gartenanlagen, Erholungs- und Belustigungsorte, Einflufs auf die private Bauthätigkeit, soweit hierbei öffentliche oder private Rechte der Anwohner oder Interessen der Allgemeinheit in Frage kommen.

B. Einrichtungen für geistige Wohlfahrt: Niedere Schulen, Förderung der seitens des Landes oder Staates zu errichtenden mittleren oder höheren Schulen sowie der Fachschulen jeder Art, Kultusgebäude, Theater, Vereinshäuser, Konzerthallen und andere Anstalten zur Pflege der Kunst und Wissenschaft.

II. Verkehrseinrichtungen: Anlage der Strafsen und Gehwege, Errichtung der notwendigen Überbrückungen, Strafsenbahnen, Pferdebahnen, Dampftrambahnen, elektrische Bahnen, Stadtbahnen, Strafsenfuhrwerke, Hafenanlagen, Umschlagplätze, Schiffahrtskanäle, Beleuchtung, Kraftanlagen für das Kleingewerbe und andere Zwecke, Strafsentafeln, Wegebezeichnungen, Häusernumerierung, Hebung aller Transport- und Verkehrseinrichtungen des Brief- und Warenforderungsdienstes, Anlage pneumatischer Posten, Anlage von Telegraphen- und Telephonlinien, Bestellung von Lohndienern, Dienstmännern etc., Aufstellung öffentlicher Anstandsorte, städtische Garnituren, wie öffentliche Uhren, Sitzbänke, Wetterhäuschen, Ankündigungssäulen, Trinkhäuschen etc.

III. Künstlerische Aufgaben und Gruppierung der Stadtteile. Festlegung des Strafsennetzes unter Berücksichtigung der Anforderungen des Verkehrs, Vorsorge für passende Baustellen für öffentliche Gebäude und Monumentalbauten, Erhaltung der bestehenden oder künstlerisch wertvoller alter Objekte, Gruppierung der Stadtteile in Wohnviertel, Handelsviertel, Industrieviertel, plastischer Schmuck, monumentaler Schmuck, Festschmuck.

Das Wachstum der Grofsstädte. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenbau 1894, S. 554.

Bericht des Magistratsrates Dr. Sedlaczek in Wien auf dem Kongrefs für Hygiene und Demographie. Es wurden 7 Städte mit je einer Million oder darüber, 10 Städte mit wenigstens einer halben Million und 19 Städte mit 300000 bis 500000 Einwohnern

in den Kreis der Betrachtung gezogen. Unter den Millionenstädten weist London die relativ geringste Zunahme auf, im Durchschnitt 3,77%, Paris 3,81% jährlich, Wien 5,03%, Berlin 9,08%. In der zweiten Gruppe hat Bombay mit 0,02% den geringsten jährlichen Zuwachs, Budapest mit 8,88% den gröfsten. In Amerika ist der Zuwachs der Städte sehr grofs: New-York 26%, Philadelphia 27%, Brooklyn 375%, Chicago 490% jährlich.

Die Notwendigkeit weiträumiger Bebauung bei Stadterweiterungen u. s. w. Deutsche Vierteljahrsschrift f. öffentl. Gesundheitspfl. 1895, I. Heft Bd. 27. — Gewerbebl. f. d. Grofsh. Hessen 1895, S. 77.

Bebauung des Platzes um den Wasserturm in Mannheim. Schweiz. Bauz. 1895, S. 56, 92. — Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 83.

Die Kunstpflege auf der Strafse. Zeitschr. f. Transpw. u. Strafsenb. 1895, S. 90 (nach der Südd Bauz.)

Deutsche Städte in amerikanischem Urteil. Deutsche Bauz. 1895, S. 49 u. 61.

Vortrag über die bauliche Umgestaltung der Städte Neapel, Palermo, Rom und Florenz, von J. Stübben. Deutsche Bauz. 1895, S. 50.

Die Schönheit der Städte. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1895, S. 137. J. Stübben bespricht eine Kritik des Werkes von Chr. Buls: „Esthétique de villes“.

Einwirkung elektrischer Ströme auf die Rohrleitungen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1895, S. 152.

Vorrichtungen zur Beobachtung und zur Kontrolle der Rohrleitungen und Kabel in den unterirdischen Kanalsystemen von Paris. Zeitschr. f. Transpw. u. Strafsenb. 1895, S. 152.

Der Bau der Städte in Geschichte und Gegenwart, von J. Stübben. Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 105, 119, 126.

B. Strafsenfahrbahnen.

Hand in Hand mit der Erweiterung und Vergröfserung der Städte war auch der städtische Strafsenbau bestrebt, den immer gröfser werdenden Anforderungen an die konstruktive Ausführung bezüglich der Geräuschlosigkeit und Bequemlichkeit einerseits, bezüglich der Sauberkeit und des hygienischen Verhaltens andererseits gerecht zu werden, wobei die Haltbarkeit und die mit derselben im Zusammenhange stehenden Anlage- und Unterhaltungskosten gewisse Grenzen vorschreiben und den örtlichen Verhältnissen entsprechend zu berücksichtigen sind.

Nach diesen Gesichtspunkten sollen im Nachstehenden die verschiedenen Pflasterarten und die betreffende neuere Litteratur Besprechung finden, wobei bezüglich der Schotterstrafsen auf Abteilung I. dieses Kapitels zu verweisen ist.

a. Natursteinpflaster.

Die Fortschritte in der Ausführung des Natursteinpflasters gründen sich im wesentlichen auf die Beobachtung des Verhaltens desselben. Unter den für die gute Beschaffenheit eines Pflasters im allgemeinen erforderlichen Eigenschaften: — ebene nicht zu glatte Oberfläche (gleichbedeutend mit der Sicherheit für die Zugtiere und mit der guten Ausnutzung der Zugkraft), Sauberkeit, günstiges hygienisches Verhalten, Dauerhaftigkeit, Billigkeit, gute Anpassung an Strafsenbahnschienen, Geräuschlosigkeit und leichte Ausbesserungsfähigkeit — sind es namentlich die Erhaltung einer ebenen nicht zu glatten Oberfläche, die damit im Zusammenhange stehende wünschenswerte Geräuschlosigkeit und die leichte Reparaturfähigkeit, welche vom Steinpflaster in der Regel nicht in befriedigender Weise erfüllt werden und in grofsen Städten zu Klagen und zur Einführung einer der sogenannten „geräuschlosen“ Pflasterungen geführt haben. Eine beginnende Unebenheit der ursprünglich eben gepflasterten Fläche durch den Verkehrseinflufs vermehrt jedesmal nicht nur das Geräusch, sondern wird die Ursache zu immer gröfserer

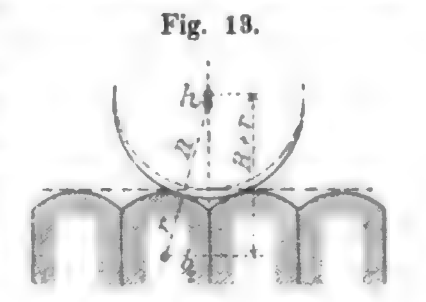
Holprigkeit des Pflasters, da die hämmernde Wirkung der Wagenräder sich immer mehr verstärkt, je höher die Unebenheiten werden. Es ist daher vor allem die Frage von Wichtigkeit: wie muſs das Pflaster beschaffen sein, um möglichst lange den Stoſswirkungen der Hufe und Wagenräder Widerstand zu leisten?

Dazu gehört zunächst eine unnachgiebige feste Unterbettung, die in neuerer Zeit mehrfach als Betonschicht von 15—20 cm Stärke hergestellt wird, da man immer mehr zu der Überzeugung gelangt, daſs ein stark befahrenes Pflaster zu seiner Haltbarkeit einer solchen festen Unterbettung bedarf, die auch die Ausbesserungen vereinfacht, indem nur die Pflasterschicht selbst umgelegt zu werden braucht Gleichzeitig ist aber dafür zu sorgen, daſs das Pflaster undurchlässig wird, damit keinerlei Feuchtigkeit durch die Fugen unter die Steine, zwischen dieselben und die Betonlage eindringen kann, von wo sie keinen anderen Ausweg als den der langsamen Verdunstung findet; dann verdunsten in der warmen Jahreszeit die vom Straſsenschmutz aufgenommenen Miasmen mit, wirken also gesundheitsschädlich, während in der kalten Jahreszeit ein Auffrieren und somit eine Zerstörung der ebenen Pflasterdecke eintreten kann.

Die zur Vermeidung dieser Übelstände angewendete Mörtelschicht unter den Steinen und das Ausgieſsen der Fugen mit Mörtel hat den Nachteil gezeigt, daſs das Pflaster unelastisch und daher sehr geräuschvoll wurde.[88]) Auch übertragen sich die Erschütterungen in hohem Maſse auf die Fundamente der benachbarten Häuser, und der Mörtel in den Fugen zerbröckelt, sodaſs die Undurchlässigkeit bald aufhört. Man ist daher darauf zurückgekommen, als unmittelbare Unterbettung der Pflastersteine eine Sandschicht anzuwenden und eine solche von 3 bis 5 cm Stärke auf der Betonschicht auszubreiten, in diese die Pflastersteine einzubetten und dadurch eine elastischere Zwischenschicht zu erhalten. Die Ausfüllung der Fugen geschieht dann entweder mit Cementmörtel, oder, was mehr zu empfehlen ist, mit Asphaltpech.

Die Beobachtung der Abnutzungsweise der Steine hat ergeben, daſs zur möglichst langen Erhaltung einer ebenen Fläche, bei senkrecht zur Straſsenrichtung angeordneten Steinreihen die Wahl der Breite der Steine, in der Fahrrichtung gemessen, unter Berücksichtigung ihres Härtegrades und gleichzeitiger Anordnung möglichst enger Fugen eine wichtige Rolle spielt. Dietrich[89]) begründet dies dadurch, daſs besonders die harten Steine, bei fester Lagerung, durch die Stoſseinwirkungen zunächst an den Kanten absplittern und sich abrunden.[90]) Diese Abrundung wird bei breiteren Steinen entsprechend gröſser, als bei schmalen Steinen, woher die Höhe h, auf welche die Wagenräder jedesmal, beim Überschreiten einer Fuge, herabfallen und damit die jedesmalige Stoſswirkung bei breiten Steinen gröſser wird, als bei schmalen abgerundeten Steinen, wie dies die aus Fig. 13 sich ergebende Beziehung: $h = (R + r) - \sqrt{(R + r)^2 - \left(\frac{b}{2}\right)^2}$ zeigt. Dadurch wird aber der Zustand immer mehr verschlechtert und der Lärm vergröſsert. Andererseits ist von Fichtner[91]) beobachtet worden, daſs bei einseitiger Benutzung einer Straſsenhälfte durch das „Rechts“- bezw. „Linksfahren“, wie dies in groſsen Städten vorgeschrieben zu sein pflegt, die Steine

Fig. 13.



[88]) Wochenbl. f. Bauk. 1887, S. 68.

[89]) Dietrich. Die Baumaterialien der Steinstraſsen. Berlin 1885. S. 50.

[90]) Vergl. auch Zeitschr. f. Transportw. u. Straſsenb. 1888, S. 98.

[91]) Über Besonderheiten der Abnutzung von Steinpflaster. Deutsche Bauz. 1889, S. 427.

entgegengesetzt zur Fahrrichtung kippen, wodurch eine Sägestellung derselben sich ausbildet, wie dies Fig. 14 für horizontale und geneigte Bahnen veranschaulicht. Dieses Kippen wird hauptsächlich hervorgerufen durch die hämmernde Wirkung der Räder auf die der Fuge zunächst liegende Hälfte des Steins, was sich in dem Maſse verstärkt, als sich die Kanten *a* herausheben können. Bei entsprechender Beleuchtung kann diese Stellung der Steine in einseitig befahrenen Straſsen durch die von den vorstehenden Kanten *a* herrührenden Schattenstreifen erkannt werden. Daſs dieses Kippen der Steine bezw. das Herausheben der Kanten bei fester Unterbettung, bei engen Fugen bezw. bei gutem Anliegen der Seitenflächen und bei geringen Abmessungen der Steine in der Fahrrichtung sich entsprechend verringert, ist ohne weiteres einleuchtend und von Fichtner direkt beobachtet worden. Zur Beobachtung der Sägestellung der Steine diente demselben eine einfache Vorrichtung (s. Fig. 15), die aus einer 30 cm hohen, 2 cm starken, 3,5 m langen, durch seitlich angebrachte Spindeln n_1 und n_2 mit ihrer oberen Kante horizontal einstellbaren Tafel L besteht, an deren unterer Kante über eine gekehlte Leiste l zwei Blechhülsen h_1 und h_2 greifen, sodaſs dieselben wagerecht verschoben werden können. Die senkrecht zu h_1 und h_2 aufgelöteten Hülsen s_1 und s_2 enthalten senkrecht verschiebbare Stäbe, von denen einer am unteren Ende mit einem Rädchen versehen ist, während der andere am oberen Ende einen Schreibstift b trägt. Um den auf der wagerechten Hülse h_1 befestigten Dorn d dreht sich der nach dem Verhältnis 1 : 3 geteilte Doppelhebel H, welcher an dem einen Ende mit dem Radstabe, an dem anderen mit dem Schreibstiftstabe scharnierartig verbunden ist. Während das Rädchen entgegengesetzt der Fahrrichtung gerollt wird, zeichnet der Schreibstift b in dreifacher Vergröſserung die Unebenheiten auf das angeheftete Papier und zwar als Spiegelbild, das entsprechend umzukehren ist.

Fig. 14.

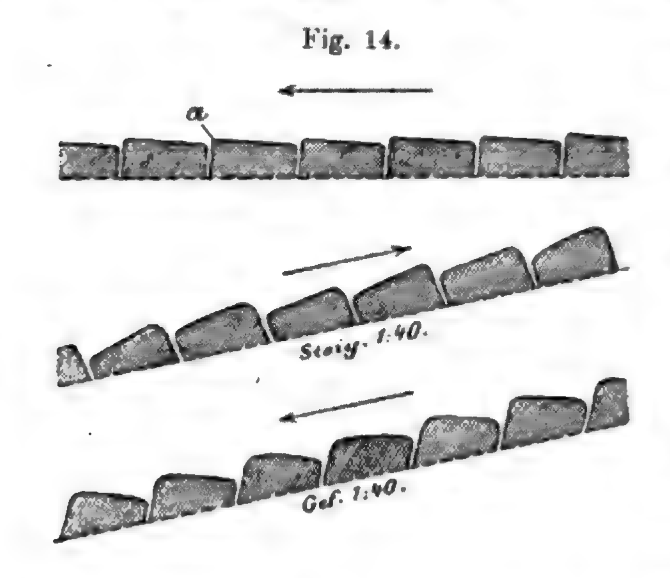
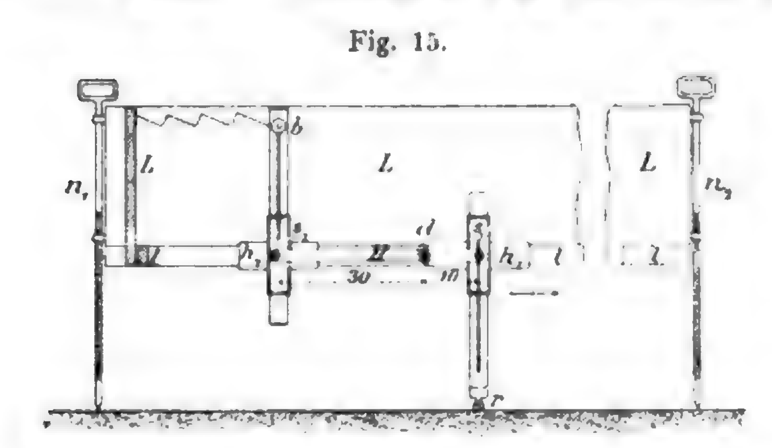


Fig. 15.



Um das Kippen und Einsinken einzelner Steine bei Pflasterungen aus Steinen II. und III. Klasse zu vermeiden, empfiehlt Daehr[92]), statt der nach unten sich öffnenden, die Bewegung der Steine begünstigenden Fugen, welche durch die Ungleichmäſsigkeit der Kopf- und Fuſsflächen, also durch die mehr oder weniger keilförmige Gestalt der Steine entstehen, Fugen herzustellen, die nach unten vollkommen geschlossen sind, indem man je eine Steinreihe III. Klasse mit den gröſseren Kopfflächen nach unten neben je eine Reihe von Steinen II. Klasse mit nach oben gekehrten Kopfflächen setzt, sodaſs die Reihen keilförmig ineinanderliegen und lauter nach oben klaffende Fugen entstehen,

---

[92]) Daehr. Ein Beitrag zur Steinpflasterfrage. Deutsche Bauz. 1890, S. 215.

die statt mit dem in der Wärme weich werdenden Asphaltpech mit Cement auszugiefsen wären.

Ein auf die Dauer eben bleibendes Pflaster ist jedoch nur unter Anwendung einer festen Unterbettung aus gleichmäfsig bearbeiteten parallelepipedischen Steinen mit ebenen Seitenflächen, einer der Härte des Steins angepafsten Breite desselben in der Fahrrichtung und möglichst eng gestellten Fugen, die mit Cement oder Asphaltpech auszugiefsen sind, zu erhalten, wie dies unter anderem die Pflasterungen in Liverpool[93]) zeigen. Dietrich[94]) bringt eine Zusammenstellung der in vielen Städten üblichen Mafse für die Pflastersteine und gelangt zu dem Vorschlage, die Abmessungen entsprechend der Härte und Druckfestigkeit der Steine folgendermafsen zu wählen:

Druckfestigkeit pro qcm in kg	Gesteinsart.	breit	lang	hoch
> 1200	I. härteste Gesteine	10	22,5	15
800—1200	II. mittelharte Gesteine	10	22,5	20
< 800	III. weichere, aber gleichmäfsige Gesteine	12	25	20
	oder, sofern dies billiger	18	18	18

Von grofsem Vorteil wäre es, wenn bezüglich des Materials und der Pflasterart, ähnlich den auf S. 24 bis 30 für die Landstrafsen besprochenen einheitlichen Versuchen, auch für städtische Strafsen Versuchsstrecken angeordnet und in Verbindung mit den in den Materialprüfungsanstalten ermittelten Prüfungsergebnissen beobachtet würden. Auf solche Beobachtungen sich stützend, könnte dann die ebenfalls von Dietrich[95]) befürwortete Einführung einheitlicher Gröfsen für die Pflastersteine erfolgen, die sowohl für die Steinlieferanten, als auch für die Stadtverwaltungen von Nutzen sein würde. Ein Versuch in dieser Beziehung ist in der Rheinprovinz auf Anregung der Landesbauräte Dreling in Düsseldorf und Voiges in Wiesbaden, sowie des Baurats Stübben in Köln durch den Landesdirektor gemacht worden.[96])

Litteratur.

1. Das Natursteinpflaster betr.

Soll man mit grofsen oder kleinen Steinen pflastern? Baugewerksztg. 1880, S. 740.

Prof. Dietrich empfiehlt, das Format der Pflastersteine von der Härte des Materials abhängig zu machen, sodafs harte Materialien nur zu kleinen Steinen von 8—13 cm Reihenbreite, weiche Materialien dagegen nur zu grofsen Steinen als Würfel von 20 bis 25 cm Seite verwendet werden. Für verkehrsreiche Strafsen sind harte und kleine Steine vorzuziehen.

Die Strafsenpflasterungen u. s. w. auf der bautechnischen Ausstellung der Stadt Berlin. Zeitschr. f. Bauk. 1880, S. 59.

Die Befestigung der Fahrstrafsen in Städten durch Steinpflaster. Zeitschr. f. Bauk. 1880, S. 35. Auszug aus einer amtlichen Denkschrift des Oberbaurats Becker in Karlsruhe.

Es werden die in Paris, Berlin und verschiedenen süddeutschen Städten üblichen Pflasterungen zusammengestellt und Vorschläge zu einer Anweisung für die Ausführung von Steinpflasterungen gemacht.

---

[93]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 145, 580; 1894, S. 177.
[94]) Dietrich. Die Baumaterialien der Steinstrafsen. Berlin 1885. S. 61.
[95]) Dietrich. Die Baumaterialien der Steinstrafsen. Berlin 1885. S. 61.
[96]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 20.

Pflaster, das teilweise von Wasser überströmt wird. Deutsche Bauz. 1881, S. 479. Durch Unterlage von Schilf, Faschinen u. s. w. kann dasselbe vor dem Unterspülen und Wegspülen geschützt werden.

Die gröfsten Pflastersteine der Erde. Scientific american 1881, Sept. S. 153. Es sind Sandsteinplatten von 6,1 m Länge, 4,57 m Breite und 0,2 m Stärke, die in der Fifth Avenue zu New-York vor dem Hause Vanderbilt verlegt wurden.

Steinformat der Berliner Pflasterungen. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1881, S. 201 u. 231.

Zur städtischen Strafsenpflasterung. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1882, S. 81, 92 u. 113.

Stübben stimmt den von Prof. Dietrich festgestellten Gröfsenverhältnissen der Pflastersteine bei, empfiehlt jedoch Querreihen im Gegensatz zu Diagonalpflasterungen.

Städtische Pflasterungen in Amerika. Engng. news 1883, S. 117.

Im Distrikt Columbia ist das beliebteste Pflaster dasjenige aus Steinen von 17,5 cm Länge, 10 cm Breite und 15 cm Höhe auf einer festgewalzten oder gerammten Kiesunterlage von 10 cm Stärke und einer Sandbettung von 7,5 cm Dicke. Die Fugen werden mit den Rückständen der Steinkohlenteer-Destillation übergossen.

Gröfse amerikanischer Pflastersteine. Engng. news 1886, Bd. XV, S. 163. Der New-Yorker Stein ist 10 cm breit, 20 cm hoch und 25—30 cm lang, der Bostoner Stein dagegen nur 18—20 cm lang.

Granitpflaster auf Betonunterlage. Wochenschr. f. Bauk. 1887, S. 68 und Zeitschr. f. Transpw. u. Strafsenb. 1887, S. 84.

Einführung einheitlicher Gröfsen der Pflastersteine. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 20.

Granitblock-Pflastersteine. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 402.

Härteste oder mildere Granite zu Pflastersteinen? Zeitschr. f. Transpw. u. Strafsenb. 1890, S. 59.

In Cincinnati wurden früher nur die härtesten Granite gewählt, dieselben wurden aber so glatt, dafs jetzt nur die weicheren Sorten angewendet werden.

Pflasterramme von W. Förster und Ernst Kuhlbrodt, Berlin, D. R.-P. No. 53,925. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 246, mit Abbild. Ziemlich unvollkommen.

Strafsenregenerator. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 430.

Die Firma Busch, Wieshaupt & Co. in Wien soll eine Vorrichtung erfunden haben, welche uneben gewordenes Steinpflaster wieder eben hobelt und dadurch die Kosten für das Umlegen vermeidet. Die Ersparnis soll etwa 50% betragen.

Granitwürfelpflaster in Wien. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 392.

Abmessungen des Granitpflasters. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 197.

Damit in Steigungen von den Unternehmern mit schmalen Steinen gepflastert wird, ist in Albany festgesetzt worden, dafs 24 Steine auf die Quadratelle kommen sollen, dann kommen 5 Reihen einschliefslich der Fugen auf 22 Zoll oder 56 cm und die Steine werden 7,5—11,5 cm breit. In horizontalen Strecken kommen 5 Reihen auf 60 cm, wobei die zulässige Breite der Steine zwischen 9 und 11,5 cm schwankt.

Über Pflasterstein-Mafse. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 309.

Eine Denkschrift der vereinigten Steinbruchbesitzer des Rheinlandes und Westfalens wird auszugsweise mitgeteilt.

Steinpflaster mit Fugenausgufs. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 85.

Stadtbauinspektor Genzmer in Köln bespricht die neuere Art der Pflasterung auf Beton-Unterbettung mit 3—5 cm starker Zwischenschicht aus Sand. Der Fugenausgufs kann mit Cement- oder Trafsmörtel erfolgen, der jedoch einige Tage erhärten mufs und das Pflaster geräuschvoll macht. Als beste Ausgufsmasse wird ein Teergemisch hingestellt, welches den Einflüssen der Hitze und Kälte gleich gut widersteht, wasserundurchlässig ist und die Übergabe der Strafse für den Verkehr sofort nach der Erkaltung ermöglicht. Die Teermasse wird aus Blechkannen in die Fugen gegossen, nachdem das Pflaster gut abgerammt und in den Fugen der Rand auf 6 cm Tiefe mit geeigneten Werkzeugen ausgekratzt worden ist. Der Sand und die Steine müssen aber trocken sein. Die Kosten für Material und Arbeitslohn stellen sich auf etwa 1 M. f. d. qm. In Köln wurde dieses Verfahren mit Erfolg angewendet.

Welche Grundsätze sind bei Verwendung vierhäuptigen oder einhäuptigen Strafsenpflasters mafsgebend und welches Pflastermaterial ist für einspurige Strafsen am empfehlenswertesten? Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 333.

Das Würfelpflaster auf Beton mit ausgegossenen Fugen wird als das billigste Pflaster anerkannt für Strafsen, die kein Aufbrechen für Rohrlegungen und Reparaturen derselben

erfordern, wo dies aber nicht der Fall ist, wird einhäuptiges Pflaster empfohlen. Ferner wird für „einspurige" Strafsen empfohlen, solange sie nicht starkes Gefälle besitzen, Asphalt- oder Granit- resp. Basalt-Spurbahnen herzustellen und die Ansicht ausgesprochen, dafs jedenfalls der ungleichmäfsigen Abnutzung der verschieden stark benutzten Fahrbahnstreifen durch Anwendung von verschiedenartigem Material Rechnung zu tragen sei.

Pflaster I. Klasse in Liverpool. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 580.

Die Unterbettung besteht aus einer 15 cm starken Betonlage (1 Teil Cement und 5 bis 6 Teile Kies bezw. 7 bis 8 Teile Steinschlag). Die Herstellung derselben erfolgt in dünnen Lagen, sodafs auf den nach dem Profil und der Höhenlage der Strafse abgeglichenen Boden eine Steinschlaglage, dann eine Schicht obiger Grobmörtelmischung, dann wieder eine Steinlage und so fort folgen, worauf dieselben gehörig abgestampft und die Oberfläche mit einer Cementmörtelschicht abgeglichen wird. Für das Abbinden werden 10 Tage gerechnet. Als Unterlage für die 8,5; 8,5; 16 bis 18,5 cm messenden Granit- oder Syenitwürfel dient eine 10 cm starke Lage feinen Kieses. Die Fugen werden mit hartem trockenen Grus ausgefüllt; nach dem Abrammen wird nachgefüllt, worauf die Fugen mit einem heifsen Gemisch von Kohlenteer und Kreosotöl sorgfältig ausgegossen werden und man das ganze Pflaster mit einer 12 mm dicken Schicht scharfen Kieses überdeckt.

2. Beschaffung der Pflastersteine. Steinbrüche.

Das Steinmaterial für Pflasterungen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1885, S. 278.

Die Vergebung der Pflastersteinlieferungen in Berlin. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1885, S. 2.

Dietrich entwickelt die Grundsätze bei Vergebung der Pflastersteinlieferungen und kritisiert die seitherigen städtischen Ausschreibungen, in denen grofse Unbestimmtheiten vorkommen.

Die Herkunft der Pflastersteine Berlins und die Art ihrer Beschaffung. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1886, S. 276; 1887, S. 285 und Steinsetzer-Zeitung 1890, S. 225.

Dieselbe erfolgt fast ausschliefslich aus schwedischen und belgischen Brüchen. Neuerdings wurden auch inländische Lieferanten aufgefordert und 20 von den eingegangenen Anerbietungen der Prüfungsstation übergeben. Jedoch nur 14 wurden als den Bedingungen entsprechend anerkannt und nur 6 konnten kleinere Aufträge zur Zufriedenheit erfüllen, während die Hauptvergebungen nach Schweden erfolgten, wo die Preise infolge der Konkurrenz erheblich ermäfsigt wurden.

Die Pflastersteine der Stadt Paris. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 270 und Builder 1889, Bd. 57, S. 271 u. 410; Nouv. ann. de la constr. 1890, S. 145.

Die Bedeutung der Granitindustrie Schlesiens. Zeitschr. f. Transpw. u. Strafsenb. 1889, S. 397.

Im Kreise Striegau befinden sich 22 Betriebe mit 2432 Arbeitern, im Kreise Schweidnitz 11 Betriebe mit 400 Arbeitern. Gefertigt wurden im Jahre 1888 etwa 1900 cbm Platten, 430000 m Stufen und Schwellen, 1120000 cbm Pflastersteine, 4400 cbm Werksteine, 376000 cbm Bruchsteine.

Der englische Steinbruchbetrieb für Strafsenbau. Österr. Zeitschr. f. Berg- u. Hüttenwesen 1890, S. 329.

Das Pflastersteingeschäft im Plauen'schen Handelskammerbezirke (Sachsen). Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 60.

Deutsche Fachausstellung für Stein-Strafsenbaumaterialien u. s. w. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 92. Die vom Bunde deutscher Steinsetzer-Innungen veranstaltete erste Ausstellung wird besprochen.

Das Steinmaterial für die Fufswege in New-York. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 54.

Es ist ein bläulicher, kompakter, feinkörniger Sandstein, der sogenannte Hudson-River-Blaustein. Derselbe wird aus einem 100 engl. Meilen langen Rücken in Pennsylvanien gebrochen. Der gröfste Steinbruch ist der Lawson-Bruch in West-Hurley. Um die Schichtenlagerungen blofszulegen, wird mit Pulver gesprengt. Sind gute Lagerungen erreicht, so erfolgt das Ablösen durch Keile. Die gröfste in einem Hofraume in New-York verlegte Platte dieses Gesteins war 6,1 m breit, 7,32 m lang und 22—25 cm dick; sie wog 20 Tonnen und übertrifft die vor dem Vanderbilt'schen Hause verlegten grofsen Platten von 4,57 m Breite, 6,10 m Länge und 0,2 m Dicke. Das Abfallmaterial wird zu Schotter verarbeitet.

Die Granitsteinbrüche von Nordamerika. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 233. Auch die Technik in denselben wird beschrieben.

Die gebräuchlichen Strafsenmaterialien in Deutschland, Österreich u. s. w. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 53.

Lieferungsbedingungen für Pflastersteine in Rheinland-Westfalen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 309. Eine Denkschrift der Bruchbesitzer wird auszugsweise abgedruckt.

3. Abnutzung des Steinpflasters und Prüfung des Pflastermaterials.

Das Rundwerden der Pflastersteinköpfe. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 98.

Dasselbe wird darin gesucht, dafs die Kanten der Steine durch die Bearbeitung mit Meifsel und Hammer ihre ursprüngliche Festigkeit verlieren.

Die Wetterbeständigkeit der Gesteine, insbesondere der Sandsteine. Dinglers polyt. Journ. 1890, Bd. 278, S. 303.

Nach den Untersuchungen von Werner Bolton ist dieselbe weder nach dem Wasseraufnahmevermögen, noch nach dem Brard'schen Krystallisationsverfahren mit Natriumsulfat zu beurteilen. Es kommt vor allem die chemische Natur des Bindemittels bei Sandsteinen in Frage.

Beschlüsse der 3. Konferenz zur Vereinbarung einheitlicher Untersuchungsmethoden für Materialprüfungen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1890, S. 1321. Deutsche Bauz. 1890, S. 487.

Prüfung und Auswahl der in Berlin zur Anwendung kommenden Pflastersteinarten. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 21.

Versuche auf Abnutzbarkeit von Pflasterungsmaterialien und Fufsbodenbelägen. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 315; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 130.

Hierfür hat sich das Bauschinger'sche Verfahren gut bewährt, dasselbe wird auch in der Königl. Prüfungsstation in Berlin angewendet. Es besteht in der Ermittelung des Gewichtsverlustes der Probestücke durch Abschleifen auf einer mit Schmirgel bestreuten kreisenden Gufseisenscheibe unter gleichbleibendem Druck. Nach viermaliger Wiederholung ergeben die vier Gewichtsverluste addiert und durch das spezifische Gewicht des Körpers dividiert den „Abnutzungswert“ in cbm. Die Abnutzbarkeit der Steine ist allerdings in der Regel in der „Oberbank“ eine gröfsere als in der „Unterbank“, jedoch bieten diese Versuche zuverlässige Vergleichswerte, die durch kein anderes Verfahren erreicht wurden, insbesondere ist man von den früheren Bohrmethoden abgekommen; übrigens hat die Konferenz zur Vereinbarung einheitlicher Untersuchungsmethoden für Baumaterialien neben der Anlage von Versuchsstrafsen noch das seit längerer Zeit in Frankreich übliche Verfahren vorgeschlagen: die Proben in einer Drehtrommel zu stürzen. Die Ergebnisse der Prüfungen sind in Tabellenform mitgeteilt.

Die Abnutzbarkeit künstlicher Steine und Fufsbodenbeläge. Thonindustrie-Zeitung 1892, S. 178.

Max Gary bespricht unter Mitteilung von Tabellen die bezüglichen Prüfungen der Königl. Prüfungsstation für Baumaterialien in Berlin und legt dar, dafs keine Beziehungen zwischen der Druckfestigkeit und Abnutzungsfestigkeit bestehen.

4. Maschinelle Hilfsmittel.

Carsons Transportmaschine für Strafsenbauten. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 1.

Zur Vermeidung von Anhäufungen des ausgeschachteten Bodens auf der Strafse bei der Ausführung von Rohrverlegungen und Kanalaufgrabungen in städtischen Strafsen wird in Amerika vielfach die von Carson erfundene Transportmaschine verwendet. Dieselbe besteht aus einer Anzahl hölzerner Rahmen von etwa 4 m Höhe und 2 m Breite, die in Entfernungen von 5 m aufgestellt und durch Längsverbindungen gegeneinander versteift werden. Auf geeignet angebrachten Schienen laufen mittels Rollen die an Drahtseilen hängenden Transportgefäfse, welche durch eine am Ende der Transportstrecke aufgestellte Maschine in Bewegung versetzt werden.

Beleuchtungswagen von C. & E. Fein in Stuttgart. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 528.

Derselbe besteht aus einer fahrbar angeordneten Hochdruck-Westinghouse-Maschine und einer Dynamomaschine von 3000 Watt Leistung und kann für Nachtarbeiten vorteilhafte Verwendung finden.

Amerikanische Vorrichtungen für den Strafsenbau. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 544.
In Amerika ist man bekanntlich bestrebt, die Handarbeit möglichst durch Maschinenarbeit zu ersetzen. Diesen Zweck verfolgen auch die vorgeführten Vorrichtungen: 1. Der „Springfield Steam Asphalt Roller", welcher die Handramme bei Herstellung von Strafsendecken aus komprimiertem Asphalt ersetzen soll. 2. Vorkehrungen für die Hebung, Verladung und den Transport von Erde bei Aufgrabungen für Kanalbauten und Rohrverlegungen von „The Brown Hoisting and Conveying Machine Co." in Cleveland (Ohio) und von der „Inter-State Sewer Machine Co." daselbst. Bei der ersteren laufen die Transportgefäfse ähnlich wie bei derjenigen von Carson an Gleitrollen. Die Hin- und Herbewegung erfolgt mittels Kabel. Die letztere bedarf einer besonderen Transportbahn oder mit Pferden bespannter Wagen und dient im wesentlichen dazu, die Fördergefäfse in die Aufgrabung hinabzulassen, heraufzubefördern und mittels eines Schütttrichters in die Wagen auszuleeren. 3. Der „Austin' Dump Waggon" von der Austin Manufacture Co. in Chicago ist ein zum Kippen eingerichteter Erdwagen, dessen Kippung durch Hebelvorrichtungen vom Kutschbock aus erfolgen kann.

b. Kunststeinpflaster.

Für Gegenden, in denen es an natürlichen Steinen mangelt, ist als Ersatz dem Kunststein eine gewisse Bedeutung nicht abzusprechen, sofern derselbe diejenigen Eigenschaften aufzuweisen im stande ist, welche ein guter Pflasterstein besitzen mufs. Dazu gehört eine gewisse Härte, um nicht zu schnell abzunutzen, neben einer gewissen Zähigkeit, die ein Zerspringen unter den Hufen und Rädern verhütet, während die mit der Härte gewöhnlich gepaarte Sprödigkeit dieses befördert. Der Stein mufs ferner den Einflüssen der Witterung gut widerstehen und eine geringe Absorptionsfähigkeit für Flüssigkeiten besitzen, also dicht und nicht porös sein und endlich mufs sein Preis seine Anwendung vorteilhaft erscheinen lassen.

An Versuchen, diesen Ansprüchen zu genügen, hat es in neuer und neuester Zeit nicht gefehlt, wenn auch von vollständig befriedigenden Lösungen noch nicht berichtet werden kann, da die Versuche mit den neuesten Erfindungen dieser Art noch nicht abgeschlossen erscheinen.

Zunächst waren es die Steine aus gebranntem Thon, welche in Form der bekannten Klinker[97]) auf den Landstrafsen Oldenburgs und Hollands sich bei mäfsigem Verkehr seit dem Jahre 1839 bewährt hatten, mit denen wiederholt Versuche in städtischen Strafsen angestellt wurden, ohne dafs diese Versuche in europäischen Städten zu günstigen Ergebnissen führten; dagegen hat in Nord-Amerika das Klinkerpflaster immer mehr an Beliebtheit zugenommen und nur wenige Stimmen haben sich gegen dasselbe erhoben.[98]) Es mag dies an der Verschiedenartigkeit der hiesigen und dortigen Verkehrsverhältnisse[99]) und Lebensgewohnheiten, zum gröfseren Teil aber auch an der Güte des Rohmaterials, an der Herstellungsweise der Klinker und an der Ausführung des Baues gelegen haben. Die Erfahrung hat gezeigt, dafs der Klinker hart, aber nicht verglast sein mufs, weil er sonst spröde wird und leicht bricht. Auch ist es von Wichtigkeit, ausgesucht gleichmäfsiges Material zu verwenden und die Unterbettung unnachgiebig und fest zu machen. Bei weichem Untergrunde wäre daher eine 15 bis 20 cm

[97]) Osthoff. Die Klinker und die Klinkerstrafsen. Leipzig 1882. S. 36 und Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1887, S. 171.

[98]) Engineering news 1889, II, S. 99; 1890, II, S. 55 u. 60. — Thonindustrie-Zeitung 1889, S. 670 u. 698. — Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 44, 65, 76, 195, 258, 293, 354, 389; 1890, S. 58, 94, 183; 1892, S. 275, 306; 1893, S. 113, 496, 596; 1894, S. 141.

[99]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 389.

starke Betonschicht als Unterbettung am meisten zu empfehlen, wie dies neuerdings in Brüssel versucht worden ist.[100]) Bei festem Untergrunde kann diese Unterbettung aus einer fest gewalzten Kies-, Schotter- oder Asche-Schicht bestehen. In Amerika kommt auf die Unterbettung eine Sandschicht von 10 bis 15 cm, darauf eine zu walzende Ziegelflachschicht, in der Längsrichtung der Strafse und mit versetzten Stofsfugen verlegt, die mit einer Sandschicht von 5 cm Stärke bedeckt wird, auf welche die hochkantig und quer zur Strafsenrichtung gestellten Reihen der Klinkerdeckschicht verlegt werden. Auch die Zwischenschicht aus Sand sowie die Klinkerdeckschicht werden mit 6 bis 8 t schweren Walzen abgewalzt. Wird gerammt, statt zu walzen, so mufs dies unter Vermittelung von Bohlenunterlagen mit Handrammen von etwa 40 kg Schwere geschehen. Statt parallele Reihen senkrecht zur Strafsenrichtung zu stellen, wird die Rollschicht, besonders bei Strafsenkreuzungen, auch im „Zickzack-“ oder „Kornährenverband“ angeordnet[101]), sodafs die Steine unter 45° zueinander stehen, jedoch erfordert dies viel Steinverhau oder besondere Formsteine an den Reihenenden und ist daher teurer. Die Fugen sind möglichst eng, etwa 4 bis 5 mm weit, anzuordnen. Dieselben werden entweder mit Sand ausgefüllt oder es werden im unteren Teil Holzleisten von entsprechender Breite eingelegt, während der obere Teil mit Asphaltpech oder Pflasterausgufsmasse[102]) ausgegossen wird, wodurch ein undurchlässiges Pflaster erzielt wird. Als Abdeckung des fertigen Pflasters dient eine $1\frac{1}{2}$ bis 2 cm starke Sandschicht.

Statt der zwischenliegenden Ziegelflachschicht wird an manchen Orten[103]) eine Lage geteerter Bohlen eingelegt, was besonders bei durchlässigen Sandfugen wohl weniger zu empfehlen sein dürfte. In Strafsen mit geringem Verkehr fällt vielfach die Zwischenlage ganz fort und die hochkantig gestellten Klinker werden unmittelbar auf eine 10 bis 15 cm starke Sandschicht, die auf der festen Unterbettung ausgebreitet und festgewalzt wird, verlegt.

Als Vorzüge des Klinkerpflasters haben sich geltend gemacht, dafs es leicht rein zu halten ist, dafs es bedeutend weniger geräuschvoll als Granit, nicht so schlüpfrig wie Asphalt, dagegen wetterbeständiger als Holzpflaster und bei weitem nicht so kostspielig ist, als diese drei Arten, auch schont dasselbe in hohem Mafse Fuhrwerke wie Zugtiere. Die Unvollkommenheit besteht darin, dafs es schwer ist, genügend gleichmäfsig gebrannte Steine zu erhalten, da nicht jeder Thon sich für Klinker eignet und selbst von ein und derselben Fabrik gelieferte Waren nicht vollkommen gleichmäfsig ausfallen.

Die Mafse der Klinker in den mehr als 250 Ortschaften[104]) der Vereinigten Staaten, in denen das Klinkerpflaster eingeführt ist, sind sehr verschieden, im allgemeinen jedoch kleiner, als die sonst für Backsteine üblichen. In Cleveland[105]) werden Steine von 20 auf 10,6 auf 6,25 cm Kantlänge verwendet. In Nebraska[106]) gelten als Mindestmafs 19; 10,2; 5,1 cm, als gröfstes Mafs 22,9; 12,4; 6,3 cm.

---

[100]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 30.

[101]) Daselbst 1889, S. 354.

[102]) Z. B. in Cleveland, wo als Ausgufsmasse 10% raffinierter Trinidad-Asphalt und Steinkohlenteer, auf 148° C. erhitzt, verwendet wird. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 306; ferner in Glasgow, daselbst 1893, S. 30.

[103]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 354.

[104]) Daselbst 1893, S. 113.

[105]) Daselbst 1892, S. 306.

[106]) Daselbst 1890, S. 183.

Eine ausgedehntere Anwendung haben die aus Thon gebrannten Steine in europäischen Städten nur in Budapest unter dem Namen „Keramitpflaster“[107]) gefunden. Mit demselben wurden bereits im Jahre 1875 Versuche angestellt, jedoch erst im Jahre 1878 waren dieselben von Erfolg gekrönt, indem es der Kohlen- und Briquett-Gesellschaft in Rakos bei Budapest gelang, Steine zu liefern, die nach den Versuchen von Prof. J. Horwath in Budapest und Prof. Böhme in Berlin eine Durchschnittsfestigkeit von 2845 kg f. d. qcm aufwiesen. Die Herstellung des Pflasters erfolgt, wie Fig. 16 zeigt, indem auf den sorgfältig abgerammten oder abgewalzten Untergrund entweder unmittelbar oder nach Aufbringung einer Kies- oder Betonschicht eine Rollschicht gut gebrannter Ziegelsteine (30; 11; 9,5 cm oder 30; 14; 14 cm) aufgesetzt wird, deren Fugen mit Cementmörtel vergossen werden. Auf diese Steinschicht kommt eine 2 cm starke Sandschicht, welche die eigentlichen Pflastersteine aufnimmt, die diagonal verlegt und deren Fugen mit einer Ausgufsmasse (1 Teil Steinkohlenteer, 4 Teile gewöhnliches Pech, 15—20 Teile Sand) ausgegossen werden. Es gelangen zwei Gröfsen (20; 20; 10 cm und 20; 10; 8 cm) zur Verwendung, von denen 22,5 bezw. 46 Stück auf das qm kommen.

Fig. 16.

Schnitt a b.

Von ferneren Kunststeinen, bezüglich welcher im übrigen auf die Litteratur-Zusammenstellung verwiesen sein mag, sind die Schlackensteine hervorzuheben, die jedoch trotz ihrer sonst vorzüglichen Eigenschaften ihrer Glätte wegen, die sich schon nach geringer Abnutzung geltend macht, für städtisches Strafsenpflaster weniger eignen und mehr für Bordsteine, Perronhallen, Fufssteige u. s. w. zu verwenden sind.

Neuerdings werden die von Bernhard Hefs & Co. in Wurlitz (Bayern) gefertigten künstlichen Steine als sehr hart, aber elastisch, widerstandsfähig und fast geräuschlos gerühmt.[108]) Dieselben sollen sich in München auf einer Probestrecke bewährt haben. Sie bestehen aus gemahlenem Serpentinstein, der unter Beifügung eines Bindemittels, das nicht bekannt gegeben wird, unter hohem hydraulischen Druck geprefst und dann gebrannt wird. Nach Rettig[109]) wäre das aus diesen Steinen hergestellte Pflaster ein angenehmer Ausgleich zwischen Holz- und Steinpflaster. Die Abmessungen sind 27; 11; 15 cm. Die Seitenflächen sind auf einen Centimeter abgeschrägt.

Eine andere Neuerung sind die durch Angiefsen einer Portlandcement-Mischung in Würfel verwandelten natürlichen Kopfsteine von Otto Pötzsch[110]) in Hilbersdorf bei Chemnitz (Fig. 17), welche ganz wie Granitwürfel gepflastert werden können und nur 10 M. f. d. qm kosten sollen. Ihre Brauchbarkeit, die sich noch bewähren mufs, wird davon abhängen, ob der angegossene Teil wirklich so fest am Stein haftet, dafs durch die Erschütterungen des Verkehrs kein Absplittern stattfindet.

Fig. 17.

[107]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1880, S. 477. — Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1886, S. 148; 1889, S. 148.

[108]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 360 und Deutsche Bauz. 1893, S. 287.

[109]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 256.

[110]) Daselbst 1893, S. 580; 1894, S. 421, 503, 531.

Litteratur.

Brauns künstliche Pflastersteine. Patentschr. Kl. 19, No. 503 vom 3. Juli 1877.

Dieselben haben Keilform, sind unter sich von gleicher Gröfse und liegen abwechselnd mit der kleinen und mit der gröfseren Grundfläche nach oben. Abmessungen der Dammsteine: 18—20 cm Höhe, 9—10 cm Breite, die gröfsere Grundfläche hat 18—20 cm, die kleinere 9—10 cm Länge. Abmessungen der Fufswegsteine: 8—10 cm Höhe, 16 bis 20 cm Länge und Breite. Als Unterbettung dient eine dichte Sandschicht. Nach Verlegung der Steine wird die Decke dreimal abgewalzt. Jeder Stein besteht aus drei Thonschichten.

Keramitpflaster zu Budapest. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1880, S. 477. Mitteilungen von Seefehlner über das Budapester Strafsenwesen.

Strafsenpflaster aus gebranntem Thon aus Ehrang bei Trier. Dinglers polyt. Journ. 1880, Bd. 238, S. 46.

Künstliche Pflastersteine. Thonindustrie-Ztg. 1880, S. 123 u. 186. Bericht von M. Michaelis.

Künstliche Pflastersteine. Illustr. Patentbl. 1881, S. 233. D. R.-P. No. 5663. Verbesserungen von L. Haniel.

Kunstbasalt. Der Bautechniker 1881, S. 71. Nach Erfahrungen der Stadt Mödling zur Strafsenpflasterung empfohlen.

Pflaster aus getränkten Ziegelsteinen. Deutsche Bauz. 1882, S. 485 und Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1884, S. 362.

Die Steine wurden nach Austreibung der Feuchtigkeit im luftverdünnten Raume mittels eines patentierten Verfahrens mit Asphalt oder Steinkohlenteer getränkt und auf einer 15 cm starken Betonschicht mit Teer vermauert. Infolge ihres geringen Härtegrades haben sie sich jedoch auf der Probestrecke (Kreuzung der Leipziger- und Charlottenstrafse in Berlin) nicht bewährt.

Pflastersteine, Fufswegplatten, Bordsteine und Steinschlag aus den Hochofenschlacken der Mansfelder Gewerkschaft. Deutsche Bauz. 1883, S. 577.

Statt wie früher die abgekühlte Schlacke zu Pflastersteinen zu zerschlagen, wird dieselbe jetzt in Formen gegossen.

Künstliche Pflastersteine. Deutsche allg. polyt. Ztg. 1883, S. 340.

In Philadelphia stellt man solche aus erhitztem gepulverten Kalk und erhitztem Erdpech her, welche beide in einer Maschine gemischt und durch starken Druck zu Steinen geprefst werden. Auf einer Cementschicht in Sand gelegt, werden die Fugen mit Sand ausgefüllt. Das Pflaster soll dem *Asphalte comprimée* ähnlich sein und sich gut bewährt haben.

Pflasterstein von Duprat, sogenannter künstlicher Granit. Wochenbl. f. Bauk. 1885, S. 398; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1885, S. 311.

Pflasterungen mit gebrannten Steinen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1886, S. 156 u. 164.

Es wird kurz auf die keramischen Produkte der Ungarischen National-Ausstellung in Budapest eingegangen und dann das Keramitpflaster eingehend besprochen, das sich seit 1879 gut gehalten hat.

Schlackenpflaster. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1887, S. 29 u. 36.

In Middlesborough wird die flüssige Schlacke in Metallformen gegossen und in einem Kühlofen langsam abgekühlt, wodurch die Steine so hart und dicht wie Basalt werden. Wird die langsam abgekühlte Schlacke pulverisiert und in einem gewissen Verhältnis mit Cement gemischt und in Formen geprefst, so erhält man nach etwa drei Monaten Abbindung feste, harte und dichte Massen, die in England namentlich zur Abdeckung von Fufswegen, Perronhallen u. s. w. Verwendung finden. Die üblichen Mafse sind 90; 60; 7,5 cm. Auch in Deutschland fängt die Schlackenindustrie an, sich eines Aufschwungs zu erfreuen.

Deutsche Eisensteinklinker. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1887, S. 873; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1887, S. 236 u. 244.

Dieselben werden in Ottweiler bei Saarbrücken aus einer Mischung von feingemahlenem roten Thonschiefer und feingemahlenem fetten roten Thon unter Zusatz von 5% feingemahlenem Eisenerz und unter Behandlung mittels einer Emulsion von Eisenvitriol und Eisenerz mit Hilfe einer patentierten Teil-, Misch- und Anfeuchtevorrichtung von

Dr. Paul Jochum angefertigt und ergaben beim Königlichen Prüfungsamt in Berlin günstige Prüfungsresultate, deren praktischer Wert jedoch von Prof. E. Dietrich bezweifelt wird.

Keramitpflaster. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 98, 148 u. 297.

E. H. Hoffmann erklärt die Keramitziegel für die besten Pflastersteine, »weil sie weniger Neigung zur Abrundung des Kopfes durch Abbröckeln der Kanten haben, als die natürlichen Steine, bei denen durch die Art der Bearbeitung die Festigkeit der Kanten zerstört wird. Dagegen äufsert Prof. Dietrich die Ansicht, dafs nach persönlichen Erfahrungen in Budapest die Keramitsteine sowohl, wie die meisten, aus gebranntem Thon hergestellten Pflastersteine jedem in schmalem Format und gut bearbeiteten Granitstein nachgestellt werden müssen.

Klinkerstrafsen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1887, S. 171.

Mit Bezug auf den S. 155 dieses Blattes veröffentlichten Bericht von A. H. Bell wird auf die bewährte Anwendung dieser Strafsenbefestigung seit 1839 bei den Landstrafsen in Oldenburg hingewiesen (4,75 m breite Strafsen, die Klinker werden auf Sandbettung mit Sandfugen als Rollschichten quer zur Strafsenrichtung verlegt). Dagegen wird der Vorteil derselben für städtische Strafsen in Zweifel gezogen.

Traberit. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 24.

Ein neues Strafsenbaumaterial vom Stadtbauinspektor Traber in Grofsenhain in Sachsen, bestehend aus Granitschlag und Cement, die gehörig gemengt in dickflüssigem Zustande 4—5 cm stark aufgetragen werden. Die so erhaltene Decke soll am dritten Tage genügende Tragfähigkeit für die schwersten Wagen erhalten. Weder Staub noch Schmutz, kein Schlüpfrigwerden, billig, geringe Unterhaltungskosten.

Klinkerpflaster in Amerika. Engineering news 1889, II, S. 99; 1890, II, S. 55 u. 60. Thonindustr.-Ztg. 1889, S. 670 u. 698. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 44, 65, 76, 195, 258, 293, 354, 389; 1890, S. 58, 94, 183; 1892, S. 275, 306.

Die obigen Mitteilungen über die Erfahrungen mit Klinkerpflasterungen in amerikanischen Städten lauten fast durchweg günstig, nur in Chicago hat eine Kreuzungsstelle nur zwei Jahre gehalten und in St. Louis ergaben die Probestrecken ungünstige Resultate, sodafs man sich dort für Strafsen mit schwerem Lastverkehr zur Granitpflasterung entschied.

Künstliche Pflastersteine aus Cement, Schlackensand, Quarzsand, Basaltgries und Granitgries. Wochenbl. f. Bauk. 1890, S. 72.

Pyrogranit. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 90.

Nach Angaben des Ingenieurs Paul v. Krystoffowitsch ist auf einer Ziegelei bei St. Petersburg ein neuer Kunststein erzeugt worden, der, wie eine Probepflasterung in St. Petersburg ergab, sich für Pflasterzwecke zu eignen scheint. Der dort vorkommende leicht schmelzbare Thon wird gebrannt, dann pulverisiert und mit schwer schmelzbaren Stoffen gemengt. Unter hohem Druck werden die Steine geformt und gebrannt. Dieselben sind scharfkantig, den Eisenklinkern (*Ironbricks*) ähnlich, besitzen eine politurfähige Oberfläche und grofse Härte ohne Sprödigkeit. Ihr spezifisches Gewicht schwankt zwischen 2,02 und 2,17.

Künstliche Pflastersteine von M. Rast und L. Aufschläger. Zeitschr. f. Transpw. u Strafsenb. 1891, S. 116; 1892, S. 338.

Feinster Portland-Cement, Hochofenschlacksand, reiner Quarzsand, reiner Basaltgries und reiner Granitgries werden gemischt, angenäfst und in einer Prefsform geprefst. Nach Lagerung während einiger Tage werden die Steine auf einige Tage in Wasser gelegt, worauf sie nach zweimonatlicher Luftlagerung zum Gebrauch geeignet sein sollen.

Pflasterbacksteine und deren Herstellung. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 165.

Die Fabrikanlage und Arbeitsmethode der „Des Moines Brick Manufacturing Company“ wird nach dem „Thonarbeiter“ beschrieben.

Steinmasse für Strafsendämme, Pflastersteine und Formstücke beliebiger Art. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 294.

Je nach dem Verwendungszweck stellt R. Huppertsberg-Berlin aus verschiedenen Mischungen von Magnesiumoxyd, Magnesiumchlorid und Asphaltpulver feste Körper her, die Elastizität und Undurchlässigkeit besitzen.

Jasperite-Pflaster. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S 455.

„Drake's Patent Jasperite“ wurde nach einem Bericht von Ing. H. Jackmann in Wichita (Kanada) verwendet und besteht der Beschreibung nach aus einer Art Beton oder Cementmörtel von 1 Teil Cement, 1 Teil Sand und 3 Teilen Quarzit, der zerrieben und zerstampft wird, bis das Gemisch das Aussehen von Mörtel annimmt, worauf Blöcke von 0,8 qm Oberfläche und 0,05 m Dicke gebildet werden.

Strafsenpflaster aus Cement-Beton-Stein. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 229.

A. Schwertfeger in Hamburg fertigt derartige Steine, die je zwei geneigte parallele Seitenflächen besitzen, mittels welcher die einzelnen Steine derart übereinandergreifen, dafs ein Teil des Belastungsdruckes auf die benachbarten Steine und somit auf eine gröfsere Bodenfläche übertragen wird.

Omoa-Klinkerpflaster in Glasgow. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 30.

In der vielbefahrenen Buchananstrafse sollen diese 7,62; 12,7; 22,86 cm messenden Klinker verwendet werden. In die Fugen werden dünne Holzstreifen geschoben, worauf sie mit Cement vergossen werden. Der Preis f. d. qm stellt sich auf 4,2—5,4 M.

Ziegelstrafsenpflaster. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 30.

In Brüssel wird in neuerer Zeit das Ziegelpflaster sorgfältig auf eine Betonschicht in guten Mörtel verlegt.

Strafsenpflaster aus geteerten und asphaltierten Backsteinen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 109.

Dasselbe wird in den Vereinigten Staaten in vielen Städten angewendet und soll sich gut bewährt haben. Auf eine 10 cm hohe Kiesschicht wird eine 5 cm hohe Sandschicht gebracht und auf diese werden die Backsteine in Verband gestellt. In Nashville, Ohio, Illinois und Virginia liegen mehrjährige günstige Erprobungen vor.

Die Verwendung und Herstellung von Ziegelsteinen zur Strafsenpflasterung in Nordamerika. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 113.

Seit etwa 15 Jahren werden in Nordamerika Ziegelsteine zur Strafsenpflasterung verwendet. Anfangs bestanden grofse Vorurteile, die jedoch bald schwanden. Jetzt ist der Ziegel in mehr als 250 Städten, besonders im Mississippi-Thal, das ausschliefsliche Pflastermaterial. Die Abmessungen der Ziegel sind 6,35; 11,43; 21,59 cm. Auf die Zubereitung und Mischung der Thone, sowie auf das Brennen und Abkühlen wird grofse Sorgfalt verwendet. Bei festem und trockenem Untergrund genügt es bei weniger befahrenen Strafsen, die Ziegelsteine direkt auf den planierten und gewalzten Boden zu setzen und die Fugen mit einer Mischung von Asphalt und Sand auszufüllen. In den meisten Fällen ist jedoch ein starker Unterbau notwendig; dann wird der Grund so planiert, dafs er das Profil und die Steigung des zukünftigen Strafsenpflasters erhält. Nach Abwalzung mit etwa 6 t schweren Walzen kommt auf den so vorbereiteten Untergrund eine Lage von grobem Sand oder Kies von 15 cm Stärke, auf welche eine Flachschicht hartgebrannter Ziegel in der Längsrichtung der Strafse verlegt und festgewalzt wird. Als Unterlage für das hochkantig quer zur Strafse mit versetzten Fugen gestellte eigentliche Pflaster dient eine Lage feinen Sandes von 5 cm Dicke. In manchen Gegenden wird ein Unterbau von abgewalztem grobem Steinschlag und 20 bis 35 cm Stärke dem vorhin beschriebenen vorgezogen.

Herstellung von Asphalt-Kunststeinen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 163.

Nach dem Patent von Conr. Trobach in Pankow und R. Huppertsberg in Berlin werden dieselben in kaltem Zustande durch Mischen von zerkleinertem Asphalt mit Cement, Gips, gebranntem Dolomit u. s. w. und Wasser unter Zusatz von Sand oder Quarzpulver angefertigt. Die durch das Abbinden des Mörtels erzeugte Wärme soll das Bitumen zum Schmelzen bringen und dadurch eine steinige Asphaltmasse herbeiführen, wie sie zu Pflasterzwecken sich eignet.

Müllstrafsensteine. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 314.

Der Feuerungstechniker Richard Schneider hat eine Erfindung gemacht, Müll durch einen Schmelzprozefs, bei einer Temperatur von 1400—1700°, flüssig zu machen und in Formen zu giefsen.

Probepflaster aus Mansfelder Schlackensteinen. Zeitschr. f. Transpw. u. Strafsenb. 1893, S. 359.

Ein solches wird auf Antrag der Direktion der grofsen Berliner Pferdeeisenbahn-Gesellschaft in der Leipziger Strafse an den Schienen gelegt.

Steinpflaster der Firma Bernh. Hefs & Co. in Wurlitz (Bayern). Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 360; 1894, S. 81 u. 256 und Deutsche Bauz. 1893, S. 287.

Die Steine werden unter Beifügung entsprechender Bindemittel aus gemahlenem Serpentin in geeigneten Stahlformen unter hohem hydraulischen Drucke hergestellt und gebrannt. Sie sollen sehr hart, dabei elastisch und nicht spröde sein, auch besitzen sie eine gewisse Rauhigkeit. Die Abmessungen sind 27; 11; 15 cm.

Ziegelpflaster in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1893, S. 496.

Um einen Überblick über die Bewährung des in den letzten 15 Jahren vielfach in Amerika verwendeten Ziegelpflasters zu erhalten, hat die Demy Clay Company zu Seattle, Washington, einen Fragebogen mit 15 Fragen an die Bauingenieure verschiedener Städte gesandt und fast durchweg günstig für dieses Pflaster lautende Antworten erhalten. Es wird fast einstimmig das Ziegelpflaster als Pflaster der Zukunft bezeichnet, „das hauptsächlich in ruhigen Wohnstrafsen überall da anzuwenden sei, wo Granit und Asphalt zu kostspielig wären, doch müfsten die Ziegler noch mehr danach streben, die Qualität der Steine zu verbessern.“ Das Rohmaterial spielt dabei allerdings auch eine wichtige Rolle, da die Steine beim Brennen nicht verglasen dürfen.

Ziegelsteinpflaster. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 596.

Nach „Clay Record“ in Chicago wird in den Staaten Ohio, Indiana, Illinois, Wisconsin und Jowa das Ziegelpflaster gegenwärtig in folgender Weise gelegt: Nachdem 0,28 bis 0,3 m unter der Pflasterhöhe der Boden sauber geebnet ist, wird eine Lage von 0,076 m Stärke von Asche ausgebreitet und mit der Dampfwalze festgewalzt. Dann kommt eine dünne Sandschicht, auf welche eine Ziegelflachschicht gelegt wird, die mit ihrer Längsseite parallel zur Strafsenrichtung verlegt und mit Sand gedichtet wird. Darauf kommt eine 2,5 cm starke Sandschicht, auf welche die obere Steinlage hochkantig und rechtwinklig zur Strafsenrichtung gestellt wird. Das Ganze wird mit einer Dampfwalze von 2000 kg Gewicht abgewalzt. Die Kosten betragen 6 bis 10 M. f. d. Quadratyard (0,83 qm). Für Nebenstrafsen mit geringerem Verkehr genügt eine Ziegelschicht. (Nach unseren Anschauungen genügt die Sandausfüllung der Fugen nicht, es sollten dieselben undurchlässig gemacht werden, wodurch sich die Kosten erhöhen würden.)

Klinkerpflaster in Nordamerika. Engng. news 1893, I, S. 358.

Dasselbe wird auf Betonunterlage und Sandbettung mit Holzrammen abgerammt und durch Walzen angedrückt. Genaue Beschreibung der Ausführung.

Amerikanisches Klinkerpflaster. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 141.

Lesenswerter Aufsatz über Neuerungen auf diesem Gebiete.

Schlackensteine für Pflasterzwecke. Stahl und Eisen 1894, S. 297.

In Cleveland werden solche hergestellt, indem Hochofenschlacke in fahrbare Pfannen abgestochen und diese dann in gufseiserne Formen entleert werden, welche auf dem Rande einer wagerechten Scheibe aufgestellt sind. Indem die Scheibe langsam gedreht wird, fallen die an der Oberfläche erstarrten Steine auf eine weiche Lage granulierter Schlacke und werden dann 8 Stunden lang geglüht. Die Kosten für 1 qm solchen Pflasters betragen 2,4 bis 4,4 M.

Cement-Fufssteigplatten und Pflastersteine aus Hochofenschlacke. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1895, S. 69.

Es wird der Vorteil der Platten vor den Asphaltierungen für die Fufssteige hervorgehoben und ein unter No. 77634 patentiertes Verfahren zur Herstellung von Pflastersteinen aus feuerflüssiger Hochofenschlacke besprochen.

Amerikanisches Klinkerpflaster. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1895, S. 104.

Die gerippten amerikanischen Klinker werden als Pflaster immer beliebter und sollen die besten Sorten bezüglich ihrer Abnutzung dem Granit fast gleich zu stellen sein, während ihre Anlagekosten nur den vierten Teil betragen. Beschreibung der Pflasterungsweise und der Anfertigung der Klinkersteine.

Untersuchungen von künstlichen Steinen. Deutsche Bauz. 1895, S. 127.

Die Veröffentlichungen der Kgl. technischen Versuchsanstalten zu Berlin im 4. und 5. Heft des Jahrgangs 1894 durch H. Borchartz werden kurz besprochen.

c. Holzpflaster.

Während in London[111]) seit Anfang, in Paris[112]) seit dem Ende der 70er Jahre in den vornehmeren Stadtteilen das Holzpflaster in immer gröfserem Umfange zur Verwendung gelangt ist, konnte dasselbe weder in den meisten gröfseren Städten Amerikas[113]) noch in Deutschland sich recht einbürgern. Die schlechten Erfahrungen mit dem Holzpflaster in Berlin schildert Schubarth[114]) auf Grund der betreffenden Verwaltungsberichte, während in Frankfurt a. M. nach Debnhardt[115]) die Erfahrungen zwar nicht in dem Mafse ungünstig ausgefallen sind, jedoch immerhin den Erfolgen in Paris nicht entsprechen. Auch aus den anderen deutschen Städten lauteten die mit Holzpflasterungen gemachten Erfahrungen nicht gerade ermutigend, sodafs die von München erwählte Spezialkommission für Strafsenbau in ihrem Reisebericht[116]) sich für weiteres Abwarten des Verhaltens der in einigen Städten vorhandenen Versuchsstrecken ausspricht und Holzpflasterungen ganz allgemein nur für den Fall empfiehlt, dafs bei Strafsensteigungen von 1 : 60 bis 1 : 40 Geräuschlosigkeit ohne Rücksicht auf den Kostenpunkt angestrebt wird.

Nach Freese ist als Grund der schlechten Erfahrungen mit dem Holzpflaster, besonders in Berlin, weder der gar nicht bedeutende klimatische Unterschied gegenüber Paris, noch die Verschiedenheit des Hufbeschlags anzusehen[117]), sondern allein die Verschiedenheit der Herstellungsweise und die im allgemeinen seither in Berlin verwendete geringere Sorgfalt beim Verlegen, Unterhalten und Reinigen des Holzpflasters. Diese Ansicht scheint sich durch das Verhalten der neuesten Holzpflasterstrecken in Berlin auf der Kaiser-Wilhelm-Brücke, auf der Luther-Brücke, in der Herwarthstrafse vor dem Generalstabsgebäude, auf der Rampe der Moltke-Brücke u. s. w., die genau nach Pariser Muster gepflastert wurden, zu bestätigen[118]), sodafs auch die Eberts-, Friedrichs- und Waisen-Brücke Holzpflaster erhalten sollen, bezw. erhalten haben. Während bei der früher in Berlin üblichen Herstellungsweise alle möglichen Holzarten (schwedisches, amerikanisches und deutsches Kiefernholz, Buchenholz und amerikanische Cypresse) in Klötzen von meist nur 8 cm Höhe, die unter Hochdruck mit Kreosot oder Zinkchlorid imprägniert waren, zur Verwendung gelangten, wobei die Klötze aus Stamm- und Zopfende, mit und ohne Splintholz, wild durcheinander verlegt wurden, während ferner zur Ausfüllung der möglichst engen Fugen bituminöse Mischungen, seltener Cementmörtel, angewendet wurde, kam in Paris nur schwedisches Kiefernholz in sorgfältigster Auswahl in Klötzen

---

[111]) H. Keller. Das Strafsenpflaster der Grofsstädte Englands. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 301.

[112]) J. F. Meyer. Aus dem Ingenieurwesen der Stadt Paris. Deutsche Bauz. 1890, S. 98. — Gottheiner. Die Verwendung des Holzes zu Pflasterungen. Zeitschr. f. Bauw. 1891, S. 291. — Freese. Das Holzpflaster in Paris. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 293, 307, 317, 328 und Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 443 u. 451.

[113]) Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 142 und Deutsche Bauz. 1883, S. 432. Im Jahre 1878 waren in Washington 80 km Strafsenlängen mit 1000000 qm Fahrbahnfläche mit Holz gepflastert, während 1882 nur noch 17,5 km mit 220000 qm Holzpflaster verblieben, indem dasselbe dem Asphaltpflaster weichen mufste. In Chicago behielt man dagegen das Holzpflaster der Billigkeit wegen bei. Vergl. auch den Litteraturbericht S. 76.

[114]) E. O. Schubarth. Über Holzpflaster. Berlin 1891.

[115]) Die Strafsenverhältnisse zu Frankfurt a. M. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 485, 501, 517, 533, 549.

[116]) Reisebericht der von den Gemeindekollegien der Stadt München gewählten Spezialkommission für Pflasterung und Strafsenreinigung. München 1888.

[117]) Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 444.

[118]) Vergl. Pinkenburg. Zur Frage des Holzpflasters. Deutsche Bauz. 1893, S. 441.

von 15 cm Höhe zur Verlegung, wobei die Imprägnierung mit reinem Kreosot unter Niederdruck stattfand. Ferner wurden die nicht zu engen Querfugen (9 mm), welche durch 8 mm dicke und 4 cm hohe, dazwischen gelegte, imprägnierte Leisten in gleichmäfsiger Stärke erhalten wurden, mit Cementmörtel im Mischungsverhältnis von 1 : 2 vergossen. Zur Verminderung der Abnutzung trug endlich auch die häufige Bekiesung der Oberfläche bei. Vor allem sind es aber die gröfsere, denselben eine bessere Standsicherheit verleihende Höhe der Klötze und die sorgfältige, eine ungleichmäfsige Abnutzung vermeidende Sortierung, welche dem nach Pariser Muster hergestellten Pflaster eine längere Dauer verleihen.

Holzpflaster in Mainz. Von Interesse sind die in Mainz[119]) seit dem Jahre 1885 mit Holzpflasterungen gemachten Erfahrungen, da diese Pflasterungen, gegenwärtig eine Ausdehnung von etwa 26000 qm aufweisend, sowohl die zuständigen Behörden, als auch die Bewohner dermafsen befriedigten, dafs kürzlich bei der Umpflasterung einer Strafse die betreffenden Hausbesitzer sich aus eigenem Antriebe erboten, die Mehrkosten des Holzpflasters zu tragen.

Als Unterbettung diente im allgemeinen eine mit Cementmörtel abgeglichene 20 cm starke Betonunterlage, nur bei der neuesten Ausführung in der Kaiserstrafse hielt man eine 15 cm hohe Betonunterlage für ausreichend, da dieselbe auf die seit mehreren Jahren bestehende, festgefahrene und aufserdem noch mit der Dampfwalze festgewalzte und nach der Schablone des zukünftigen Strafsenprofils abgeglichene Chaussierung zu liegen kam. Die Ausführung geschah in einer Mischung von 1 : 3 : 6 unter Aufsicht des Stadtbauamtes in der Weise, dafs zwischen zwei Strafsenkreuzungen, in Abständen von je 5 m, zunächst Betonstreifen von 50 cm Breite quer über die Strafse im richtigen Profil verlegt, mit einem 1 cm starken Cementmörtelüberzuge (1 : 3) versehen und vorläufig mit Holzklötzen abgedeckt wurden. Erst nach Abnahme dieser gewissermafsen als Lehren dienenden Streifen, wurde die Betonierung zwischen denselben fortgesetzt, wobei der Untergrund stets feucht gehalten wurde, um einen guten Anschlufs der Betonschicht zu erhalten. Nach Herstellung des Mörtelüberzuges wurde derselbe sofort mit einer etwa 4 cm hohen Kiesschicht bedeckt, die unter fortwährender Anfeuchtung etwa sechs Tage liegen gelassen wurde, um ein gleichmäfsiges Abbinden des Betons und des Mörtelüberzuges zu erzielen. Nach Entfernung des Kieses und nach gehöriger Abwaschung und Reinigung der Oberfläche konnte die Verlegung des Holzbelages vorgenommen werden.

Die bei früheren Verlegungen auf der Betonschicht als Unterlage für die Klötze verwendeten, 1,5 cm starken, kreuzweise übereinander gelegten Dielen haben sich nicht bewährt, da durch die federnde Bewegung derselben Unebenheiten und Undichtigkeiten entstanden. Man ist daher davon abgekommen und verlegt die Klötze unmittelbar auf die Betonschicht. Fäulnis wurde jedoch beim Umlegen weder an den Dielen, noch an den Klötzen bemerkt.

Die Verlegung der Klötze geschah auf zweierlei Weise:

1. Mit Chlorzink und Karbolsäure imprägnierte Kiefernholzblöcke von 10 cm Höhe, 12—18 cm Länge und 8 cm Breite wurden in zur Strafsenrichtung diagonalen Reihen mit dichtschliefsenden Reihenfugen und 8—9 mm breiten Stofsfugen verlegt. Zur Einhaltung gleicher Fugenstärken wurden, wie in Paris, imprägnierte hölzerne Latten von 4 cm Höhe und 7 mm Stärke ein-

[119]) Die nachstehenden Mitteilungen verdankt der Verfasser der Güte des beim Mainzer Stadtbauamt beschäftigten Herrn Ingenieur E. Willenz.

geschoben. Der obere Teil der Fuge wurde mit feinem Kies ausgefüllt und mit einer dünnflüssigen Ausgufsmasse aus Kohlenteer mit Schwarzpech ausgegossen. Eine gleichartige, etwas dickflüssigere Ausgufsmasse wurde sodann in heifsem Zustande über die Oberfläche ausgegossen, mit Besen ausgebreitet und mit Perlkies beschüttet. Die so gebildete rauhe Decke löst sich zwar nach einiger Zeit durch die Einwirkung des Verkehrs, jedoch werden die Kieselsteinchen in das Hirnholz eingedrückt und vergröfsern die Widerstandsfähigkeit der Oberfläche, während ein Teil der Masse sich in die Fugen einprefst und zur Abdichtung derselben beiträgt. Den Randsteinen entlang wurden zwei Reihen Klötze mit ihrer Längsrichtung parallel zur Strafsenrichtung verlegt, wobei mit Rücksicht auf die Querausdehnung entsprechend breite Fugen angeordnet wurden.

2. Nur in Kreosot eingetauchte, 10 cm hohe, 18 cm lange, 8 cm breite Klötze von Rottannenholz wurden in zur Strafsenrichtung senkrechten Reihen, mit dicht schliefsenden Reihenfugen und etwa 10 mm breiten Stofsfugen verlegt. In den Strafsenkreuzungen kam auch hier Diagonalverband zur Anwendung. Die Fugenfüllung geschah in einer Höhe von 2 cm mit einer Bitumenmischung, während der obere Teil der Fugen mit Cementmörtel ausgegossen wurde. Längs den Randsteinen lagen auch hier zwei Längsreihen mit einer mit Kies gefüllten Fuge von 5 cm Breite. Das fertige Pflaster wurde mit Perlkies überschüttet dem Verkehr übergeben. Um eine möglichst feste Kruste zu erhalten, wiederholte sich das Eindecken mit Perlkies in den ersten Jahren etwa alle 6 Monate.

Das Querprofil des Mainzer Holzpflasters weist parabolische Krümmung mit einem Quergefälle von 1 : 40 auf, wobei längs den 15 cm überstehenden Randsteinen ein Streifen von 1 m Breite ein stärkeres Gefälle erhält. Die Fahrbahnmitte erhebt sich je nach der Strafsenbreite 2 bis 4 cm über die Randsteinkante.

Als Grundsätze für die Verlegung und Behandlung des Holzpflasters gelten in Mainz folgende Punkte:

a. Vor der Verlegung: sorgfältige Sortierung der Holzklötze, deren Imprägnierung, falls dieselbe stattfindet, unter nicht hohem Druck geschieht.

b. Während der Verlegung: Sachgemäfse Herstellung des Betonunterbaues, sowie des glättenden Cementübergusses. Sorgfältiges Verlegen der Klötze unter Ausscheidung solcher, die Splint oder Risse zeigen. Anordnung möglichst enger Fugen. Anlage von entsprechend breiten Längsfugen an den Randsteinen, um der Querausdehnung Rechnung zu tragen.

c. Nach der Verlegung. Rechtzeitige Auswechselung schadhaft gewordener Klötze. Zweckentsprechende Reinigung durch eine geübte Mannschaft. Regelmäfsige und gründliche Benetzung mit Wasser, Bestreuung mit Sand bei Eintritt von Frost.

Die unter 1. beschriebene Verlegungsart hatte sich schon bei den früheren Probepflasterungen in jeder Beziehung auch in der stark befahrenen Marktstrafse gut bewährt, sofern sie aus Kiefernholz hergestellt war. Weniger günstig zeigte sich das in einer Ausdehnung von 600 qm auf dieselbe Weise verlegte Buchenholzpflaster. Seit dem fünften Jahre der Verlegung mufsten häufig stark zerfahrene und abgenutzte Klötze ausgewechselt werden. Auch zeigte sich Beulenbildung und Verrückung der Randsteine durch starke Ausdehnung der Decke.

Bei der unter 2. beschriebenen Verlegungsart wurden während der Trockenheit des Sommers 1893 einige Mifsstände beobachtet. Der die Fugen ausfüllende Cementausgufs wurde spröde und bröckelte unter der Einwirkung des Verkehrs los, sodafs sich, wohl auch durch das Schwinden des Holzes während der heifsen Zeit, offene Fugen zeigten, die ausgefüllt werden mufsten. Andererseits dehnte sich das Pflaster stark aus, erzeugte Beulen und verschob an vielen Stellen die Randsteine. Durch Entfernung einer Längsreihe und Ausfüllung der Zwischenräume mit Kies wurde auch diesem Übelstande abgeholfen.

Somit scheint die unter 1. beschriebene Verlegungsart entschieden den Vorzug zu verdienen. Auffallend erscheint die verhältnismäfsig geringe Höhe der Holzklötze von 10 cm und würde nach den Pariser Erfahrungen eine Höhe von 13—15 cm eine noch längere Dauer des Holzpflasters verbürgen.

Die Erfahrungen, welche in Mainz mit dem Anschlufs des Holzpflasters an die Schienen der Pferdebahn gemacht sind, waren in der ersten Zeit keine günstigen, da in der Marktstrafse bereits nach $3^1/_2$ Jahren die Anschlufsklötze ersetzt werden mufsten. Neuerdings sind in der Kaiserstrafse die Schienen der Pferdebahn gleichzeitig mit der Einbringung des Betons verlegt worden, sie wurden mit dem Beton unterstopft und in denselben eingebettet. Ferner wurden die Schienenstege mit Cementmörtel derart verputzt, dafs die Klötze sich unmittelbar an den Schienenkopf anlegen konnten. Mit Rücksicht auf die früheren Erfahrungen ist die Gleisoberkante um 12 mm, in Kurven um 15 bis 18 mm gegen die Pflasteroberfläche vertieft angelegt und die das Gleis begrenzenden Klötze, an welchen eine rasche Abrundung beobachtet worden war, erhielten eine Abschrägung nach der Schiene zu, sie bilden also mit den Schienensträngen eine Art Rinne, die sich jedoch weder für den Längs- noch für den Querverkehr störend erweist und erwarten läfst, dafs das Abfahren des Holzbelags in Zukunft verringert wird.

Die Gesamtkosten einer Neuanlage, in welche allerdings die Kosten der Vorarbeiten, wie Planieren und Einwalzen des Pflasterbettes, Regulieren der Randsteine u. s. w. nicht einbegriffen sind, betrugen in Mainz 12,3 M. f. d. qm bei einer 15 cm starken und 12,8 M. f. d. qm bei einer 20 cm starken Betonunterlage.

Nach den abgeschlossenen Verträgen liegt in den ersten drei Jahren nach der Verlegung die Unterhaltung der Pflasterstrecken dem Unternehmer ob. Nach dieser Zeit kann dieselbe dem Unternehmer auf weitere 10 bis 15 Jahre gegen eine jährliche Entschädigung von 60 Pf. für das qm übertragen oder in Regie übernommen werden. Die Stadtverwaltung hat das Letztere vorgezogen, da die Erfahrung gezeigt hat, dafs der für die Unterhaltung ausgeworfene Betrag zu hoch bemessen ist. Die Überschüsse werden zur Ansammlung eines Erneuerungsfonds verzinslich angelegt.

Besondere Sorgfalt wird in Mainz auf die Reinigung des Holzpflasters verwendet; dieselbe geschieht unter der Leitung des Stadtbauamtes, während diejenige der mit Stein gepflasterten Strafsen vom Reinigungsamt besorgt wird. Das Holzpflaster wird täglich besprengt und mit Piassava-Besen abgekehrt. Im Frühjahr und Sommer kommt hierzu noch zweimal wöchentlich eine Abspülung mit Schlauch und Strahlrohr. Der bei regnerischem Wetter sich ansammelnde Schlamm wird mittels Gummischrubbern entfernt. Die Reinigungskosten betragen für Jahr und qm 32 Pf. —

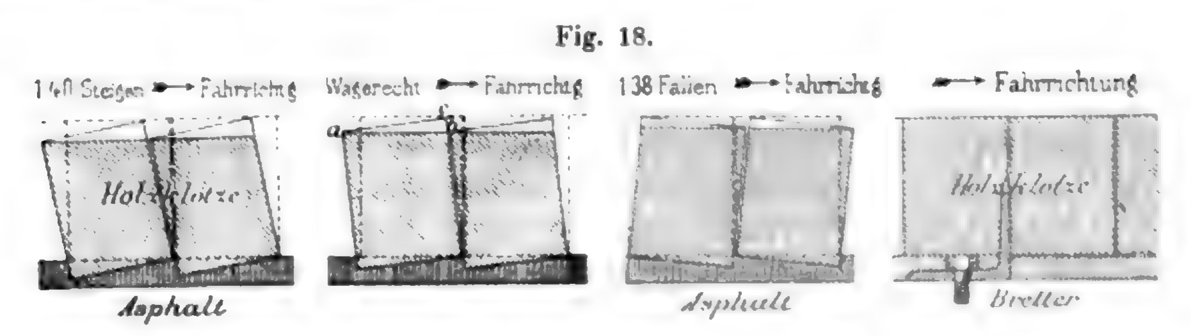
Wenn den sonst anerkannt guten Eigenschaften des Holzpflasters nach den früheren Erfahrungen die geringe Haltbarkeit und Dauer gegenübergestellt und das Holzpflaster wesentlich als Luxuspflaster betrachtet wurde, so zeigen die neuesten Ergebnisse in Berlin und Mainz, dafs diese rein technische Seite überwunden zu sein scheint und dafs

das Holzpflaster im stande sein könnte nach Beseitigung des früher berechtigten Mifstrauens sich ein gröfseres Verwendungsgebiet zurückzuerobern, wenn die richtigen Holzarten und eine entsprechend sorgfältige Herstellungsweise angewendet werden.[120]) Besonders geeignet scheinen die australischen Hartholzarten zu sein, mit denen in Paris gegenwärtig Probepflasterungen vorgenommen werden[121]) und deren Verwendung, wenn sie sich, wie zu erwarten steht, auch in dem hiesigen Klima bewähren, nur eine Kostenfrage sein wird. Eine andere Frage von Bedeutung ist das schon seit langer Zeit und neuerdings wieder in verschärfter Weise[122]) ins Feld geführte gesundheitsschädliche Verhalten des Holzpflasters. Abgesehen von den Ausdünstungen soll es insbesondere der Holzstaub sein, der heftige Erkrankungen der Schleimhäute hervorruft. Dasselbe ist aber auch schon vom Granitstaub geäufsert worden[123]) und gilt ganz allgemein vom Staube, der an sich die Atmungsorgane reizt und durch das Mitführen von kleinsten Organismen zum Träger und Verbreiter von Krankheiten wird. Selbst bei dem hygienisch am höchsten stehenden Asphaltpflaster ist ein Zerfahren des Pferdemistes zu gesundheitsschädlichem Staub nicht zu vermeiden, wenn nicht rechtzeitig gereinigt wird, ebenso wie die Ausdünstung des auf der Strafse befindlichen Unrats an heifsen Tagen beim überhitzten Asphalt viel schlimmer ist, als beim kühler bleibenden Holzpflaster. Gegen diese Unzuträglichkeiten hat die Strafsenunterhaltung und Reinigung aufzukommen.

Immerhin kann, solange nicht etwa die Harthölzer ein anderes Verhalten als die seither angewendeten Holzarten zeigen, dort, wo eine sorgfältige Reinigung, Besprengung und Instandhaltung nicht durchführbar ist, sowie in engen Strafsen, in denen ein Austrocknen der Oberfläche durch Sonne und Wind nicht stattfinden kann, Holzpflaster nicht empfohlen werden.

Eine eigenartige Abnutzung des Holzpflasters ist auf der Strombrücke in Magdeburg[124]) beobachtet worden. Dasselbe wurde, da die Fahrbahn durch die in der Mitte liegenden Schienen der Pferdebahn in zwei Streifen geteilt erscheint, nur einseitig befahren, sodafs die Klötze, ähnlich wie man dies bei einseitig befahrenem Steinpflaster auf Sand- oder Kiesunterbettung beobachtet hat[125]), infolge der nachgiebigen Asphaltunterlage eine Schrägstellung erfuhren und entsprechend dieser in der in Fig. 18 angegebenen Weise sich abnutzten.

Fig. 18.



In steigenden und wagerechten Strecken erfolgte das Kippen der Klötze entgegengesetzt der Fahrrichtung, indem die der Fahrrichtung zugekehrten unteren Seitenkanten der Klötze um 15 bezw. 12 mm sich in den Asphalt eindrückten; hierfür ist die von

[120]) Deutsche Bauz. 1893, S. 442.
[121]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 134, 323, 433.
[122]) Daselbst 1893, S. 349; 1894, S. 270.
[123]) Dehnhardt. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 133.
[124]) Beer. Das Holzpflaster der Strombrücke in Magdeburg. Centralbl. d. Bauverw. 1894, S. 111.
[125]) Siehe S. 58.

Professor Dietrich gebrachte Erklärung[126]) der hämmernden Einwirkung der von Klotz zu Klotz fallenden Wagenräder zutreffend, sobald der Anfang der Schrägstellung, also eine geringe Erhöhung der Kante *c* über der Kante *b*, vorhanden war. Diese erste Schrägstellung kann aber sehr wohl bei der nachgiebigen Asphaltunterlage durch das Auffahren der ersten die Brücke passierenden Wagenräder erfolgt sein, da in einem solchen Augenblick eine excentrische, auf Drehung hinwirkende Belastung der Klötze stattfand. Die Abnutzung in Form des dreieckigen Prismas war dann eine notwendige Folge, sobald die Klötze eine endgiltige, vom Verkehr nicht mehr beeinflufste Lage angenommen hatten.

Bei den im Gefälle liegenden Strafsenbahnstrecken zeigte sich, abweichend von den mit Steinpflaster gemachten Erfahrungen (s. S. 58), ein Kippen in der Fahrrichtung, indem die der Fahrrichtung abgewendeten unteren Seitenkanten der Klötze sich um 8 mm in die Asphaltunterlage eindrückten. Die Erklärung hierfür kann mit Maschke[127]) in der Einwirkung der Hemmvorrichtungen, sowie der beim Entgegenstemmen der Zugtiere entstehenden excentrischen Beanspruchung gefunden werden.

Um in Zukunft eine derartige Verschiebung der Klötze, sowie deren ungleichmäfsige Abnutzung zu vermeiden, wurde bei der Umlegung des Pflasters statt der Asphaltschicht eine Bretterunterlage angeordnet; aufserdem wurden in Entfernungen von 3—5 m Winkeleisen quer zur Fahrbahnrichtung in das Pflaster eingelegt (s. Fig. 18, vergl. auch den Litteraturbericht S. 83).

Litteratur.

1. Selbständige Werke.

Das Holzpflaster in Deutschland, von J. Heinr. Kraeft. Wolgast 1884.

Der Verfasser nennt seine Arbeit einen „Rückblick auf die Erfahrungen der letzten fünf Jahre" und bringt die von ihm seit 1877 bei den von ihm ausgeführten Pflasterungen gemachten Beobachtungen, die sich kurz dahin zusammenfassen lassen, dafs eine solide Betonunterbettung, enge Fugenstellung, gutes Holz, als welches er die amerikanische Cypresse und das Yellow-pine-Holz empfiehlt, sowie sorgfältige Ausführung ein Pflaster ergeben, das alle Vorteile geräuschloser Fahrbahnen ohne deren vielbeklagte Nachteile bietet.

Mitteilungen des K. K. Gewerbe-Museums, Sektion für Holzindustrie. Wien 1890.

Auf S. 24 wird Ungars patentierte Universal-Trocknungsanlage besprochen, welche zum Austrocknen gröfserer Holzmengen dient. Durch Sammelheizung werden die Wände einer gewölbten Trockenkammer und die durch letztere geleitete Luft erwärmt. Es sind sechs Kammern vorhanden, die nach Art der Ringöfen dauernd betrieben werden. Die heifse Luft entzieht dem Holze die Feuchtigkeit und wird schliefslich durch einen hohen Schornstein abgesogen. Die Betriebskosten stellen sich auf 0,4 M. f. d. cbm.

Berechnungs-Tabelle für Umrechnung von Rundhölzern, kantigen Hölzern u. s. w. vom Kubikmeter auf laufende bezw. Quadratmeter, nebst Reduktion üblicher Preise vom Kubikmeter auf laufende und Quadratmeter, von H. Th. Müller. III. Aufl. München 1890.

Taschenbuch für Berechnung des Kubikinhaltes von Rundhölzern, Latten u. s. w., bearbeitet vom bayerischen Forstmeister M. Lizius. II. Aufl. München 1890.

Beide Hilfsbücher ergänzen sich gegenseitig und gestatten rasche Orientierung bei Veranschlagungen von Holzarbeiten.

Über Holzpflaster, von E. O. Schubarth. Berlin 1891.

Gestützt auf die amtlichen Jahresberichte des Berliner Magistrats über die städtische Bauverwaltung und die daselbst mit dem Holzpflaster gemachten ungünstigen Erfahrungen

---

[126]) Centralbl. d. Bauverw. 1894, S. 143.

[127]) Daselbst 1894, S. 143.

wendet sich der Verfasser energisch gegen die Holzpflasterungen und begründet dies nicht nur durch die bauliche Unzulänglichkeit und geringe Haltbarkeit, sondern auch unter Hervorhebung der vielen Bedenken bezüglich der Gesundheitspflege. In dieser Hinsicht werden die Aussprüche verschiedener medizinischer Autoritäten angeführt und zusammengestellt.

Das Holzpflaster in Paris, von H. Freese. Berlin 1891. Sonderabdruck aus Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 293, 307, 317, 328 (s. daselbst).

2. Zeitschriften-Litteratur.

Holzpflaster und Strafsenreinigung. Builder 1880, Aug. S. 217 und Okt. S. 523. Beachtenswerter Aufsatz, in welchem für London Holzpflaster warm empfohlen wird.

Ausdehnung der Verwendung des Holzes für Strafsenpflaster in London und Liverpool. Nouv. ann. de la constr. 1880, S. 110.

Imprägniertes Holzpflaster auf Beton-Unterlage. Ann. des ponts et chaussées 1881, II, S. 437.

Nach einer in London mehrfach angewendeten Ausführungsweise wird ein derartiges mit einer dünnen Sandzwischenlage, mit Fugenvergufs und Sandüberstreuung hergestelltes Holzpflaster beschrieben.

Das Holzpflaster von San Francisco. Scientific american, Suppl. 1881, S. 4603. Dasselbe wird ungünstig beurteilt.

Holzpflasterungen in Amerika. Scientific american, Suppl. 1881, S. 4221.

Nachdem mit dem gewöhnlichen Kiefernholze *(pitch-pine)* schlechte Erfahrungen gemacht wurden, wird in den letzten Jahren mit Erfolg das harte Holz der virginischen Ceder (Wachholder) benutzt.

Holzpflaster in Paris. Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 483.

Von der englischen „Gesellschaft zur Herstellung verbesserten Holzpflasters" *(Improved Wood Pavement Company)* wird nach guter Bewährung der Probestrecken in der Rue Montmartre und auf dem Boulevard Poissonnière die Pflasterung der Avenue des Champs Elysées vom Eintrachtsplatz bis zum Triumphbogen begonnen. Bei der Herstellung werden die 7,6 cm breiten, 15,2 cm hohen und 23 cm langen Holzblöcke aus schwedischem, mit Teeröl imprägnierten Tannenholz in regelmäfsigen Querreihen auf ein Betonbett gestellt. Die Zwischenfugen werden im unteren Viertel mit Asphalt, darüber mit Cementmörtel ausgefüllt. Der Preis für das Quadratmeter wird auf 17 M. angegeben.

Amerikanisches Holzpflaster. Deutsche Bauz. 1883, S. 432.

Ad. Clufs giebt ein sehr abfälliges Urteil über dasselbe, besonders über dasjenige der Stadt Washington, welches durch Asphaltierung ersetzt werden mufste.

Holzpflasterungen aus alten Stämmen von amerikanischem Cypressenholze und Yellow-pine. Deutsche Bauz. 1883, S. 567.

H. Kraeft in Wolgast weist auf die Vorzüge dieser Holzarten gegenüber dem schwedischen und deutschen Kiefernholze an Hand eigener Erfahrungen hin und begründet dies durch den Umstand, dafs die zuletzt genannten Holzarten nicht splintrein preiswert geliefert werden können und daher keine ausreichende Wetterbeständigkeit besitzen.

Die Herstellungsart des Holzpflasters in England. Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 106 u. 113.

Ausführliche Beschreibung der älteren und neueren Herstellungsweisen von H. Keller.

Imprägnierte Holzpflasterklötze. Deutsche Bauz. 1884, S. 86.

Es wird Zinkchlorid und schwache Karbolsäure-Lösung empfohlen.

Holzpflaster in Paris. Gazette des architectes 1884, S. 9 und Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 524.

Es sind seit 1881 bereits 450000 qm hergestellt worden, zu welchem Zwecke die Stadt Paris keine Anleihe aufgenommen hat; die Unternehmer erhalten 18 Jahre lang einen Tilgungsbetrag von 1,94 M. f. d. qm und aufserdem je nach der Gröfse des Verkehrs 2,08 M. bis 2,32 M. jährliche Unterhaltungskosten.

Das Londoner Holzpflaster. Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 497; Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1884, S. 215.

In einem Vortrage im Londoner Civilingenieur-Verein spricht sich der Stadtbaumeister des Londoner Kirchspiels Chelsea, Herr G. H. Stayton, dahin aus, dafs das Holzpflaster, welches bereits grofse Verbreitung gefunden habe, in noch weit ausgedehnterem Mafse

Anwendung finden müsse. Als Grundbedingungen müfsten allerdings eine sorgfältige Herstellung und Unterhaltung desselben gelten. Die Länge aller Londoner Strafsen beträgt nahezu 3100 km, davon sind 2750 km befestigt und zwar 1280 km als Kiesstrafsen, 917 km als Steinschlagstrafsen, 448 km als Steinpflaster, 85 km als Holzpflaster und 20 km als Asphaltbahnen. In der City selbst sind nur die im Gefälle liegenden Strafsen mit Holz, die übrigen meist mit Asphalt belegt, sonst liegen die Holzpflasterungen im Westen, also in den vornehmeren Stadtteilen. Als Quergefälle wird 1 : 36 empfohlen. Das Holzpflaster liegt auf einer 15 cm starken Cementbeton-Schicht und wird hauptsächlich aus schwedischem gelben Kiefernholze *(yellow deal)* in Blöcken von 7,5; 15; 22,5 cm Gröfse angefertigt und in schmalen Querreihen mit 0,9 cm weiten Fugen versetzt, welche durch je drei an den Seitenflächen der Blöcke befindliche Eisenknöpfe in gleicher Breite erhalten und mittels Cementmörtels (1 : 3) ausgegossen werden. Ein Tränken der Blöcke mit Kreosot findet nur teilweise statt. Die Dauer bis zur vollständigen Umlegung wird auf 7—8 Jahre geschätzt. Die jährlichen Unterhaltungskosten werden zu 2—3 M. für 1 qm angegeben. Nach Dietrich spricht der Umstand, dafs diese Kosten nicht annähernd im Verhältnis der Verkehrszunahme steigen, gegen die Verwendung von Holzpflaster bei geringem Verkehr, da dasselbe dann im Laufe weniger Jahre durch Fäulnis zerfällt, ohne ausgenutzt zu sein.

Holzpflasterungen der Hamburg-Berliner Jalousie-Fabrik. Deutsche Bauz. 1884, S. 472; 1886, S. 276; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1884, S. 322; 1886, S. 267 u. 277.

Die von H. Freese-Berlin seit 1883 in Berlin ausgeführten Holzpflasterungen erfolgten zuerst mit kreosotierten Klötzen von 13 cm Höhe aus pommerschem und polnischem Kiefernholz, dann jedoch wurden Klötze von nur 8 cm Höhe aus harter schwedischer Gotland-Kiefer oder aus Rotbuche verlegt, die unter Hochdruck von 7—8 Atmosphären mit Chlorzink imprägniert waren, um den durch das Kreosot bedingten üblen Geruch zu vermeiden. Die Betonunterlage wurde dafür 20 cm stark, statt wie früher 15 cm, gemacht. Die Fugenweite beträgt 3—4 mm, welche durch Eintauchen des Klotzes auf $^3/_4$ seiner Höhe in eine Mischung aus Teer und Pech entsteht. Das letzte Viertel der Fugenhöhe wird mit flüssigem Cementmörtel ausgegossen. Der Preis beträgt 15—17 M. f. d. qm, worin die Unterhaltungskosten für drei Jahre nach dem Verlegen einbegriffen sind. Für jedes folgende Jahr treten 1—2 M. Unterhaltungskosten hinzu.

Holzpflaster in Bremen. Deutsche Bauz. 1885, S. 553.

Im Jahre 1883 wurde vor der alten Börse ein Eichenklotzpflaster auf 20 cm starker Betonunterlage mit Filzstreifen-Einlage zwischen den Reihen und einem Teer-Pech-Überzuge gelegt, der sich gut gehalten hat.

Holzpflaster aus Buchenholz. Deutsche Bauz. 1885, S. 21 u. 471; Zeitschr. f. Transpw. u. Strassenb. 1885, S. 160; 1886, S. 179 u. 221.

In Hamburg und Berlin wurden versuchsweise Klötze aus Buchenholz zur Pflasterung verwendet. — Auf der Brücke im Zuge der Chemnitz-Hainichener Chaussée über den Zschoppau-Flufs bei Frankenberg verlegte man dicht aneinander getriebene 7 cm starke, vollkantig geschnittene, 20—30 cm breite Bohlen aus Buchenholz, die durch 15/15 cm starke, seitlich aufgebolzte kieferne Saumschwellen zusammengehalten werden. Als Unterlage dienten 20 cm starke, kieferne Schwellen, die mit 0,5 bis 1 cm Zwischenraum auf den Längsträgern aufruhen.

Über Holzpflasterungen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1885, S. 37 u. 45. Es werden die Vor- und Nachteile der Holzpflasterungen und die hohen in Paris dafür aufgewendeten Mittel besprochen.

Aufquellen von Holzpflaster. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 7.

Die zwischen den Schienen der Strafsenbahn in der Oberwallstrafse in Berlin auf Beton verlegte Holzpflasterung aus amerikanischem Cyprefs- und Yellowpine-Holz, welches von J. H. Kraeft in Wolgast geliefert wurde, hob sich durch Aufquellen um 11 cm und drängte sich zum Teil unter die aufgebogenen Schienen. Es wird diese Erscheinung dadurch erklärt, dafs das Holz nicht imprägniert war, dafs die zerstörte Strafsenstrecke in einem Gefällsbruch lag und dafs die Zwischenfugen nicht abgedichtet waren, das Wasser also auch von den Seiten und von unten in die Klötze eindringen konnte.

Über die Konstruktion von Holzpflaster. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1886, S. 109.

Es wird empfohlen, auf 15 cm starker Betonlage (1 Teil Portlandcement auf 3 Sand und 6 Teile Steinschlag) eine 5 cm starke Cementmörtelschicht (1 Teil Cement auf 3 Sand)

aufzubringen, abzuglätten und drei Tage abbinden zu lassen, dann eine mit heifser Mischung von Teer und Pech getränkte Dachfilzlage zu verwenden und vollkantige Holzklötze mit dichten Fugen zu versetzen, in welchen auf die ganze Höhe ebenfalls getränkte Filzstreifen verlegt werden. Nachdem die ganze Oberfläche mit einer heifsen Mischung von Teer und Pech übergossen ist, sodafs sich alle Fugen füllen und die Oberfläche mit einer 2 mm dicken Schicht bedeckt ist, wird eine 1,5 cm starke Kiesschicht aufgebracht.

Die beste Fundierung für Holzpflaster. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1886, S. 140.

Als eine solche wird für nicht verkehrsreiche Strafsen eine Betonschicht von 15—16 cm, für sehr verkehrsreiche Strafsen eine solche von 22—23 cm Stärke empfohlen. Das Mischungsverhältnis 1 : 5; Erhärtung eine Woche, wobei jeden Tag Begiefsung erforderlich. Die Oberfläche mufs genau der Strafsenoberfläche parallel und vollkommen glatt gehalten sein, was durch einen Mörtelüberzug erreicht wird. Ein solider Grundbau wird als beste Gewähr für die Erhaltung des Pflasters hingestellt, das gewissermafsen nur die nach Abnutzung auszuwechselnde Verkleidung bildet.

Holzpflaster nach dem Patent der Firma Geary & Walker in London. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1886, S. 221.

Nach dem Centralbl. d. Bauverw. wird in England als Fufsbodenbelag ein Holzpflaster zur Anwendung gebracht, das aus Betonbett, dicker Mastixlage und Holzpflaster gebildet ist und aus Kiefernholz 9 M., aus Eichenholz 14,5 M. f. d. qm kostet.

Holzpflasterungen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1886, S. 44, 51, 68.

Von H. Freese werden die Frankfurter Verhältnisse in Bezug auf das Holzpflaster besprochen, wobei auch die anderen Pflasterarten durchgegangen werden.

Reparatur des Holzpflasters. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1886, S. 69.

Da dieselbe umständlich und kostspielig, wurde von A. C. Bicknell in Chester eine Maschine erfunden, die ein Abschneiden schadhafter Klötze ermöglicht. Die Maschine sieht einer Walze nicht unähnlich, wird durch Dampf getrieben und trägt eine sich drehende, mit Messern ausgestattete, horizontal gelagerte Vorrichtung, durch welche die obere Pflasterschicht gewissermafsen abgehobelt wird. Die Tiefe der Schnitte liegt zwischen 12 und 75 mm, wobei das Vorschreiten etwa 30 cm in der Minute beträgt.

Boulevard-Strafsen-Pflaster in St. Louis von präpariertem Gummiholz. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1886, S. 84.

Dasselbe wird in Sand auf Betonbettung verlegt, nachdem der Sand mit Kohlenteer überstrichen wurde. In die Fugen, welche im übrigen mit Teer, Sand und Kies ausgefüllt werden, kommen schmale Latten.

Die Pflasterungen in Chicago. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1887, S. 243.

Von den 450 km gepflasterter Strafsen weisen 360 km Holzpflaster auf, das als Blockpflaster aus Cedernholz auf Bohlenunterlagen mit Teerausgufs etwa 5 bis 6 M. das qm kostet und nach 3—7 Jahren umgelegt wird. Die ausgedehnte Verwendung wird durch die Billigkeit erklärt, denn Schotterstrafsen kosten daselbst 8 bis 9 M., Asphalt 14 M., Granit-Würfelpflaster 16 bis 20 M. das qm.

Holzpflasterungen in Sydney. Minutes of proceedings des Londoner Civ.-Ing.-Ver. 1888, Bd. 93, S. 364. Versuchsweise werden daselbst verschiedenartige härtere und weichere Holzarten verwendet.

Holzstöckelpflaster von Guido Rütgers in Budapest. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 209. Unter Hinweis auf die guten Erfahrungen wird dieses Pflaster empfohlen.

Imprägnierung der Buchenholz-Pflasterklötze. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 318.

Vortrag des Bismarck'schen Oberförsters Lange zu Friedrichsruhe. Das Holz wird mit Kalkmilch und Soda ausgelaugt, wodurch es härter, dichter und gegen Wurmfrafs und Schwamm widerstandsfähiger wird und weniger schwindet. Dann wird es für Verwendung im Feuchten mit Wasserglas und Kalkmilch (Verkieselung), oder mit Chlorzink oder Karbolöl (Steinkohlenteer-Kreosot, Phenylsäure) imprägniert. Da nach dem Auslaugen zum vollständigen Imprägnieren ein Druck von 1½ Atmosphären genügt (gegenüber den sonst erforderlichen 7—8 Atmosphären), so behält das Holz seine ganze Zähigkeit und wird nicht brüchig und spröde.

Holzpflaster von M. Reuland in Dortmund, D. R.-P. No. 39 295. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 138.

Die einzelnen Klötze werden sowohl in der Achsrichtung der Strafse, als auch in der Querrichtung durchbohrt und diese Durchbohrungen nach dem Verlegen mit Cement ausgegossen. (Das dürfte sich wohl kaum bewährt haben).

Eichenholzpflaster. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 159.

Dewagemaker in Nogent s. Seine will statt rechteckiger Kiefernklötze sechseckige Eichenklötze anwenden, weil dieselben nach sechs Seiten von den Nachbarklötzen gehalten werden und sich weniger leicht losrütteln. Die Anwendung sechseckiger Klötze ist nicht neu, da dieselben schon seit den vierziger Jahren in St. Petersburg auf der „Perspektive" und in der „Morskaja" verwendet werden. Gegen das Eichenholz läfst sich sagen, dafs dasselbe zwar dichter ist, aber leichter reifst, Sprünge erhält, sehr glatt wird und hoch im Preise steht.

Das Plattenholzpflaster der Hamburg-Berliner Jalousie-Fabrik (System Lorenz). Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 183, 1890, S. 64; Baugewerksz. 1890, S. 153; Deutsches Baugewerksbl. 1890, S. 233.

Eine gröfsere Anzahl 8—10 cm hoher, mit Zinkchlorid imprägnierter Klötze werden zu einer Platte von 96 cm Länge und 56 cm Breite vereinigt und durch verzinkte Drähte von 2,5 mm Stärke zusammengehalten. Diese Platten werden in heifses Bitumen getaucht und auf einer 20 cm starken Betonunterlage (Cement : Kies = 1 : 7) verlegt. Zwei Arbeiterkolonnen können bis zu 1000 Platten täglich verlegen. Die fertige Pflasterfläche wird mit dünnflüssigem Cementmörtel (1 : 3) übergossen, welcher das Hirnholz abdeckt und die Fugen ausfüllt. Leichte Verlegung und leichte Reparatur, aber durch die bedeutende Einschränkung der Fugen ist Quellen und seitliches Drücken zu befürchten.

Patent-Pflaster von S. B. Jerome in New-York. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 207.

Dasselbe besteht aus kreosotierten Holzklötzen, die in der Mitte durchbohrt auf Eisenstangen aufgezogen werden, die von Bordschwelle zu Bordschwelle reichend, an jedem Ende Schraubenmuttern mit Unterlagsplatten erhalten.

Zur Holzpflasterfrage. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 171.

Es wird hervorgehoben, dafs in Paris das Holzpflaster nicht nur das Stein-, sondern auch das Asphaltpflaster immer mehr verdrängt. Am besten hat sich das in Kreosot getauchte amerikanische Pitch-pine-Holz bewährt, das in Klötzen von 15, 26, 8 cm rechtwinklig zur Fahrbahn auf 20 cm starker Betonunterlage mit 1 cm weiten Fugen verlegt wird, die im unteren Teile von einer imprägnierten Latte, im oberen durch Cementmörtel ausgefüllt sind. In den Rinnsteinen liegen zwei Reihen parallel zur Graniteinfassung der Fufswege und die an letztere anstofsende Fuge wird mit blauem Thon ausgefüllt, der jährlich erneuert wird, um dem Pflaster eine seitliche Bewegung zu gestatten. An den Strafsenkreuzungen sind die hier nur 20 cm langen Klötze diagonal verlegt. Früher wurden die Fugen mit Asphalt und Pech ausgegossen, was sich jedoch insofern schlecht bewährte, als durch das Hervorquellen dieses im Sommer weich werdenden Materials die Strafse beschmutzt wurde und die Klötze sich lockerten. Der Grund für die schlechte Bewährung des Holzpflasters in Berlin und München wird wesentlich in der dortigen Verwendung scharfer Pferdestollen gesucht, welche das Holz zerfasern und dem Fäulnisprozefs zugänglicher machen. Die in Paris gebräuchlichen platten Hufeisen *(fers plats)* schonen nicht allein das Pflaster, sondern auch die Kräfte der Pferde.

Das Pariser Holzpflaster gegenüber dem gesteigerten Verkehr während der Ausstellung 1889. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 387.

Nach einem Bericht von A. de Slavin hat dasselbe wenig gelitten und eine sehr gleichmäfsige Abnutzung erfahren. Nur die Strafsenkronen und die Droschkenstände erschienen etwas erhöht, sonst war kein Unterschied zu bemerken. Dabei lag das Pflaster bereits 6 bis 8 Jahre.

Holzpflaster System Kerr. Zeitschr f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 25.

Dieses in London seit 1876, in Paris seit 1882 sich gut bewährende Pflaster besteht aus kreosotierten Klötzen von 10 cm Höhe, die auf der Betonschicht mit einer Bitumenmischung festgekittet und auf 2 cm Höhe umgossen werden. Die Fugen werden 7, höchstens aber 10 mm breit angenommen und mit Cement ausgegossen.

Über Holzpflaster in London. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 173.

Bericht von A. de Slavin. Auch hier wird das Holzpflaster bevorzugt. Gegen früher werden die Klötze aus nordischer Fichte oder Pitch-pine-Holz schmäler und zwar 5 bis

6,5 cm gemacht, wodurch die Abnutzung und Aushöhlung geringer wird. Die Stärke der Betonunterlage wird der Gröfse des Verkehrs der betreffenden Strafse angepafst und beträgt 25 bis 40 cm. Die seitlichen Fugen an den Granit-Bordschwellen werden nicht mehr mit Lehm, sondern mit Kies ausgefüllt. An den Droschkenständen ist, der Länge derselben entsprechend, in das Holzpflaster Stampfasphalt muldenförmig eingelegt, um das Eindringen des Urins zu verhindern.

Über Holzpflaster. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 253 u. 269.

Es wird die Broschüre: „Das imprägnierte Holzpflaster nach dem System Guido Rütgers, beschrieben von einem Fachmanne“ kritisiert, der Angriff gegen das Granitpflaster widerlegt und die Kostenberechnung angezweifelt.

Zur Verbesserung des Holzpflasters. Deutsche Bauz. 1890, S. 556 u. 596.

Unter Besprechung der in Berlin von der Hamburg-Berliner Jalousie-Fabrik verlegten Versuchsstrecken macht Daehr den Vorschlag, die Klötze senkrecht zu ihrer Fahrrichtung einer starken Pressung zu unterwerfen, um dadurch die auf die Flächeneinheit des Querschnitts entfallenden Jahresringe künstlich zu vermehren und dem Holze auf diese Weise eine gröfsere Widerstandsfähigkeit gegen die Einwirkung rollender Lasten und gegen das Eindringen der Feuchtigkeit zu verleihen. Hierauf entgegnet Gottheiner, dafs in dieser Richtung bereits auf Anregung eines Herrn Mallet in Paris Versuche angestellt seien, und dafs nach Äufserungen des Chef-Ingenieurs v. Tavernier dadurch zwar eine gleichmäfsigere Abnutzung und eine geringere Ausdehnung in der Querrichtung erzielt worden seien, dafs jedoch diese Vorzüge nicht in angemessenem Verhältnis zu dem dadurch bedingten Mehraufwande ständen.[128])

Das Holzpflaster in Paris. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 4.

Neben dem amerikanischen Pitch-pine-Holz kommt vorzugsweise die französische Seefichte *(pin maritime)* zur Verwendung, sodafs jetzt von der Einfuhr des schwedischen Holzes abgesehen wird. Das Pitch-pine-Holz wird hauptsächlich nur in den verkehrsreichsten Strafsen und zwischen den Pferdebahngleisen verwendet.

Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 293, 307, 317, 328; Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 443 u. 451.[129])

Eingehender beachtenswerter Aufsatz von H. Freese, der nachzuweisen sucht, dafs weder die Verschiedenheit des Klimas, noch die verschiedene Art des Hufbeschlags die entgegengesetzten Erfahrungen mit dem Holzpflaster in Paris und Berlin erklären, denn rauheres Klima und ungünstigerer Hufbeschlag benachteiligen jede Pflasterart mehr oder weniger und können nicht so grofse Unterschiede hervorrufen, dafs in Berlin schon nach zwei Jahren das Holzpflaster weniger gut liegt, als in Paris nach 10 Jahren. Die einzige Erklärung ist nach Freese in der verschiedenartigen Herstellungsweise zu suchen. Die Pflasterklötze in Paris haben eine gröfsere Höhe, nämlich 15 cm, wobei auf eine Abnutzung von 7—8 cm gerechnet werden kann und die Klötze sich gegenseitig besser halten, während in Deutschland die Klotzhöhen nur 13 bis 8 cm, im Durchschnitt 10 cm betragen. Auch das in Paris übliche Breitenprofil, bei welchem die 1 m breiten Streifen längs den Bordschwellen mehr als die doppelt so grofse Querneigung erhalten, als der Mittelteil, ist für die Erhaltung des Holzpflasters günstiger. Ferner werden in Deutschland verschiedene, auch weniger gute Holzsorten verwendet, während in Paris nur Pitchpine, die schwedische oder die künstlich harzreich gemachte französische Kiefer zur Verwendung gelangen. Endlich ist dort die Sortierung und die Legung selbst eine sorgfältigere, sodafs auf eine Dauer von 6—8 Jahren bei starkem Verkehr, von 10—12 Jahren bei mittlerem Verkehr und von 15—18 Jahren bei geringem Verkehr gerechnet werden kann.

Dauer des Holzpflasters. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 194.

Nach einer Veröffentlichung des Bayr. Industrie- u. Gewerbeblattes wird für Städte des Kontinents durchschnittlich die Dauer des Holzpflasters auf 5—6 Jahre angenommen.

Über Verwendung von Holz zu Pflasterungen. Deutsche Bauz. 1891, S. 23.

Vortrag von Gottheiner, der im wesentlichen die mit Holzpflaster in Paris erzielten grofsen Erfolge bespricht, zum Schlufs aber zu der Frage gelangt, ob die Kosten im

---

[128]) Vergl. auch Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 234 und 1892, S. 26.

[129]) Vergl. auch Deutsche Bauz. 1893, S. 84.

Einklange mit dem Erreichten stehen. Da dies im Vergleich zum Steinpflaster nicht der Fall zu sein scheint, wird der ausgedehnteren Anwendung des Holzpflasters die Berechtigung abgesprochen.

Das Holzpflaster im Londoner Stadtteil Kensington. Scientific american 1892, Jan. S. 67; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 210.

Nach Mitteilung des Oberingenieurs Weaver hat sich daselbst ein Holzpflaster aus kreosotierten Kiefernklötzen von 22,5 cm Länge, 7,5 cm Breite und 12,5 cm Höhe auf einer 15 cm starken Betonunterbettung besonders gut bewährt. Die Fugen werden meist einen Centimeter weit angeordnet und im unteren Teile mit Asphalt, im oberen mit Cement ausgegossen. Es wird die Meinung ausgesprochen, auch 10 cm hohe Klötze wären ausreichend und der Ersparnis wegen zu empfehlen.

Zu Strafsenpflasterungen taugliche Holzarten. Deutsche Bauz. 1892, S. 201.

Das Interesse, welches das Holzpflaster in neuerer Zeit, besonders in süddeutschen Städten, durch die günstigen Erfolge in London und Paris wieder gewonnen hat, veranlafst Herrn v. Binzer, die verschiedenen in Betracht kommenden Holzarten zu besprechen. Von der Eiche wird abgesehen, weil die Oberfläche der Klötze sehr bald zu glatt geschliffen wird. Es verbleiben zur Auswahl somit nur die Nadelhölzer und in Deutschland die Buche. Die schwedische Gotlandskiefer, in England und Frankreich „Rotholz" genannt, widersteht den Angriffen des Strafsenverkehrs in hohem Mafse, ihr Holz neigt weder zum Reifsen, noch zum Splittern oder Werfen und unterscheidet sich von der einheimischen Kiefer durch gleichmäfsiger ausgebildete und feinere Jahresringe, gröfsere Festigkeit und Härte. Die ostpreufsische Kiefer kommt ihr am nächsten, wird aber vorteilhafter als Bretter- und Bohlenmaterial verwendet. Die Fichte zeigt sich als Pflastermaterial weniger geeignet, nur das im oberbayerischen Gebirge gewachsene Holz soll sich gut bewähren. Die Lärche ist seither noch nicht viel verwendet worden, jedoch lassen hinreichende Härte, grofser Harzgehalt und bedeutende Zähigkeit auf gute Erfolge schliefsen. Die Buche scheint zwar wegen des gleichmäfsigen Gefüges, der feinen Gefäfsformen, der Zähigkeit ihres Holzes, sowie wegen der geringen Neigung zum Splittern besonders geeignet zu sein, jedoch neigt das Buchenholz zum Reifsen und Stocken. Dem ersteren steuert man durch Bespülen der verlegten Klötze mit Wasser, dem Stocken durch rechtzeitiges Aufschneiden, Austrocknen und Auslaugen in Wasser. Zur vollständigen Entfernung des die Fäulnis des Holzes veranlassenden Strafsenschmutzes ist die Pflasterung häufig zu bespülen. Das Wasser wirkt nur dann schädlich, wenn es zwischen Beton und Holzbelag stehen bleibt. Zur Tränkung des Holzes ist teerfreies Kreosotöl am besten, da die Einführung mineralischer Stoffe unter hohem Druck die Elastizität des Holzes beeinträchtigt. Ganz besonders wichtig für die Haltbarkeit eines Holzpflasters ist die sorgfältige Sortierung der Klötze nach Kern- und Splintholz. Auch sind die Standortsverhältnisse mafsgebend, da die Erfahrung gezeigt hat, dafs in gebirgigen Höhenlagen und auf magerem, trockenen Boden gewachsenes Holz weit dauerhafter ist, als solches aus Beständen mit üppigem und kaltgründigem Boden.

Holzpflaster in Hamburg. Deutsche Bauz. 1892, S. 259 u. 331. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 375.

In der stark befahrenen Strafse Speersort wurde eine kleinere Strecke wiederum mit Holz gepflastert, während die Strafse im übrigen eine Asphaltdecke aufweist. Die in Bitumen getauchten Klötze von 10 cm Höhe wurden senkrecht zur Längsaxe der Strafse mit Fugen von 3—5 mm direkt auf den Beton aus Portlandcement und Elbkies (1 : 5) verlegt. Die Fugen an den Schmalseiten betragen 8—12 mm, um dem Pflaster in der Querrichtung etwas Spiel zu geben und die schädliche Spannung zu vermeiden. Dafür wurden die Lehmfugen an den Bordsteinen fortgelassen. Nach Vollendung des Bitumen-Vergusses im unteren Drittel der Klotzhöhe, wurde der obere Teil der Fugen mit einer Mischung von Sand und Cement vergossen, worauf die ganze Fläche mit Kies mittlerer Korngröfse beworfen und einige Zeit im Verkehr unter dieser Decke gehalten worden ist.

Australische Holzarten zu Pflasterungszwecken. Centralbl. d. Bauverw. 1892, S. 207.

Es sind dies u. a. das Jarrah-Holz *(Eucalyptus masginata)* und das Karri-Holz *(Eucalyptus diversicolor)*. Von dem ersteren sagt Ferd. v. Müller in dem „Report on

the Forest Resources of Western-Australia", dafs seine Dauerhaftigkeit von keiner Holzart übertroffen wird und dafs West-Australien in dem nicht tropischen Teile mit ungemein grofsen Waldungen dieser Holzart bedeckt ist. Die Ausfuhr geschieht zunächst ausschliefslich nach London.

Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 487, 503, 519.

In einem in der Institution of Civil Engineers gehaltenen Vortrage von Adrian Charles Mountain wird geschildert, wie die roh angelegten Strafsen Sidney's zuerst als Asphalt-Chausseen hergestellt wurden und wie schliefslich zum Holzpflaster übergegangen wurde. Im Jahre 1882 wurden in der King-Street aus 8 verschiedenen Holzarten Probestrecken auf 15 cm starker Betonschicht in ganz gleichartiger Weise verlegt. Die Klötze hatten Abmessungen von 23; 15; 7,6 cm. Zur Verlegung gelangten Hölzer vom roten Gummibaum *(Eucalyptus rostrata)*, schwarzen Gummibaum *(E. pilularis)*, Esche *(E. virgata)*, Buchsbaum *(E. albeus)*, von der schwedischen Gotlandkiefer, dem blauen Gummibaum *(E. botroydes)*, der Fichte *(Ferenola Enclicheri)* und der Ceder *(Cedula australis)*. Nach 14 Monaten zeigten die drei Gummibaumarten fast gar keine Abnutzung, während bei den anderen die Abnutzung 3—10 mm betrug. Die späteren Kontrakte mit den Unternehmern wurden nur für die Arbeit gemacht, während die inländischen Hölzer selbst beschafft wurden. Als solche erwiesen sich als vorzüglich der Talgbaum *(Eucalyptus microcorys)* und das rote Mahagoni-Holz *(E. resinifera)*. Die Pflasterklötze werden zweimal in heifsen Teer getaucht und zwei Tage lang aufgestapelt. Nach Fertigstellung des Pflasters wird die Oberfläche geteert und gesandet und mit einer dünnen Schicht Basaltgrus bestreut. Die an den Bordschwellen gelassenen 1,25—2,5 m breiten Dilatationsfugen werden mit Mastix gefüllt. Bei 13jähriger Dauer weisen einige Strafsen eine Abnutzung von nur 1,5 cm auf.

Splintfreie Cedernklötze für Holzpflaster. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 217.

In der nordamerikanischen Stadt East Saginaw werden Cedernstämme der Länge nach in gleich lange Klötze zersägt, aus denen die zur Pflasterung zu verwendenden cylindrischen Kerne in Durchmessern von 10 bis 25 cm mittels einer entsprechenden Maschine herausgestanzt werden. Durch ein solches Abschälen des Splintes und der Rinde wird das Pflaster zwar teurer, aber unvergleichlich haltbarer.

Holzpflaster in Chicago. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 442.

Als Untergrund dient eine Steinschüttung oder eine Ziegelschicht. Die Holzblöcke sind Cylinder, die durch einfaches Zerschneiden des von der Rinde befreiten Baumstamms erhalten werden. Die Zwischenräume werden mit kleinen Cylindern oder mit Halbcylindern ausgefüllt. Wenn auch dadurch rasche Herstellung und Vermeidung von Holzverlust erzielt wird, so kann diese Herstellungsweise doch nie ein haltbares Pflaster ergeben.

Das Holzpflaster eine neue Gefahr. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 349.

In London ist eine neue Art Hals- und Augenleiden bemerkt worden, welche auf die Einwirkung des Holzpflaster-Staubes zurückgeführt wird.

Über Holzpflaster in gesundheitlicher Hinsicht. Gesundh.-Ing. 1893, S. 663.

Neues Holzpflaster in Berlin. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 376 u. 397.

Im Hinblick auf die günstigen Erfahrungen an der Kaiser-Wilhelm-Brücke sind in den letzten Jahren auf der Luther-Brücke, in der Herwarthstrafse, in der Moltkestrafse und am Reichstagsufer wieder einzelne Holzpflasterstrecken verlegt worden, ferner sollen auch die Eberts-, Friedrichs- und Waisen-Brücke Holzpflaster erhalten, weil die Steigung für Asphalt zu grofs und geräuschloses Pflaster erwünscht ist.

Deutsche Bauz. 1893, S. 441.

Anknüpfend an diese von H. Freese als „Versuche einer dritten Periode" bezeichneten, streng nach Pariser Vorbild verlegten Pflasterungen bespricht Pinkenburg den gegenwärtigen Stand der Holzpflasterfrage und gelangt zu dem Schlusse, dafs unter gewissen Bedingungen das Holzpflaster auch in Deutschland mit der Zeit sich ein gröfseres Verwendungsgebiet zurückerobern kann. Als solche Bedingungen werden aufgeführt:

1. Die Unternehmer müssen bestrebt sein, nur wirklich tadellose Arbeit zu liefern. Dabei ist die Auswahl der Pflasterklötze von besonderer Wichtigkeit. In Paris, wo die Verwaltung die Herstellung des Pflasters selbst leitet, ist ein gut geschultes

Personal vorhanden, das die richtige Sortierung der Klötze streng überwacht. Bei uns, wo die Verhältnisse anders liegen, müfste die Sortierung gleich beim Schneiden geschehen.

2. Die Höhe der Klötze sollte nicht unter 13 cm angenommen werden, denn erst diese besitzen die erforderliche Standsicherheit gegen Kippen. Die seither mit 8—10 cm zu niedrig bemessene Höhe der Klötze trägt in erster Linie die Schuld an den seitherigen Mifserfolgen.
3. Für den Fugenvergufs hat sich Cementmörtel durchaus bewährt. Bituminöse Gemenge sind dagegen zu verwerfen, da sie die Reibung vermindern, zur Lockerung der Klötze beitragen und dadurch die erste Veranlassung zur Zerstörung des Gefüges der Fahrbahn geben.
4. An den Bordkanten ist durch Einlegen einer genügend breiten Thonfuge Raum für die Querausdehnung des Pflasters zu schaffen.
5. Das fertige Pflaster ist dauernd sorgfältig zu überwachen. Wo sich Spuren beginnender Zerstörung zeigen, sind die davon betroffenen Klötze sofort auszuwechseln, wobei auf die Erhaltung der Gleichmäfsigkeit der Oberfläche zu achten ist, damit eine gleichmäfsige Abnutzung stattfinden kann.
6. Häufiges Bewerfen der Oberfläche mit Kies schützt dieselbe vor zu rascher Abnutzung, indem durch die sich einpressenden Kieskörner gewissermafsen eine Versteinung der Oberfläche bewirkt wird. Dieselbe ist also zu empfehlen.
7. Für Strafsen mit Pferdebahngleisen glaubt Pinkenburg, dafs die seither beobachteten Mifsstände zu rascher Zerstörung durch Diagonalverlegung der Klötze wenn nicht gehoben, so doch bedeutend gemildert würden.
8. Der Abschlufs der Verträge mit den Unternehmern müfste nicht, wie seither in Berlin üblich, auf denselben Grundlagen wie für das Asphaltpflaster mit einer Unterhaltungspflicht auf Jahre hinaus abgeschlossen werden, sondern es sollten dieselben Bedingungen wie beim Steinpflaster gelten, mit welchem das Holzpflaster die fortschreitende Abnutzung und Wertverminderung gemein hat. Auch sollten die Holzklötze gleichwie die Steine von den Stadtgemeinden geliefert werden.

Das Holzpflaster in der Friedrichstrafse in Berlin. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 536.

Auf der Anschlufsstrecke an die mit Steinen gepflasterte Rampe der Weidendammer Brücke war das Holzpflaster durch starke Regengüsse derart gequollen, dafs es erneuert werden mufste.

Das Holzpflaster der Strombrücke in Magdeburg. Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 111, 143 u. 179. Siehe S. 75.

Hartholz-Pflaster in Australien. Min. of proceed. d. Londoner Ing.-Ver. 1894, Bd. 116, S. 263.

Dasselbe wird sehr günstig beurteilt und auf die wirtschaftlichen Vorteile gegenüber der Verwendung weicher Holzarten hingewiesen.

Pflasterversuche in Paris mit Mahagoni und australischen Harthölzern. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 134, 323, 483.

Indisches Holz zur Strafsenpflasterung. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 517.

Die indische Regierung macht auf die guten Eigenschaften des Pyinkado-Baumes *(Xilia dolabriformis)* aufmerksam. Die Birmaer Staatseisenbahn wurde 1877 mit Pyinkado-Schwellen versehen, die heute noch vollkommen erhalten sind. Der Preis pro Tonne in Planken stellt sich auf ca. 80 Mark.

Ungünstige hygienische Einwirkung des Holzpflasters in Paris. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 270.

Das Strafsenpflaster von Paris und die Hygiene. Revue technique 1894, S. 439—441.

Es wird die Einbürgerung des Holzpflasters in Paris historisch durch die Mifserfolge mit dem früher mangelhaft ausgeführten Asphaltpflaster begründet. Ferner werden die schlechten Eigenschaften des Holzpflasters nach dem Abfahren der Kiesschutzdecke — Aufsaugen der verunreinigten Flüssigkeiten, Wiedergabe und Verbreitung der aufgenommenen Miasmen durch Ausdünstung und Staubbildung u. s. w. — aufgezählt und die abfälligen Urteile nambafter Autoritäten zusammengestellt. Schliefslich wird die Frage aufgeworfen, ob das Holzpflaster deshalb zu verbannen ist? Diese Frage wird schliefslich in dem Sinne beantwortet, dafs zwar für enge Strafsen, in denen Luft und Licht mangelt, das Holzpflaster ungeeignet erscheint, dafs aber durch sorgfältige Unterhaltung und gewissenhafte Reinigung in breiten Strafsen die erwähnten Übelstände vermieden werden können.

Das Holzpflaster auf der Friedrichs-Brücke in Berlin, eine Versuchspflasterung. Mit Abb. Deutsche Bauz. 1894, S. 102.

Das Pyinkado-Holz für Pflasterungszwecke. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1894, S. 504.

Der Pyinkado-Baum *(Xylia dolabriformis)* findet sich in Birma in großen Beständen. Die grofse Widerstandsfähigkeit des Holzes gegen Witterungseinflüsse läfst es auch für Strafsenpflaster besonders geeignet erscheinen.

Australisches Holzpflaster. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1895, S. 1.

Gegenüber dem Asphaltpflaster giebt man in Sidney dem Holzpflaster den Vorzug, da es auch billiger ist (24,15 M. f. d. qm, während Asphalt dort 26 M. f. d. qm kostet). Die ersten Versuche sind im Jahre 1880 mit verschiedenen Holzarten angestellt. Die Verlegung erfolgt auf Beton, der untere Teil der Fugen wird mit einem Gemisch von Sand und Teer, der obere Teil mit Cement ausgefüllt. Die Fugenweite 2,5—3,8 cm. Die fertig gestellten Flächen mit Kies bis zu 2 cm hoch bedeckt. Die Abnutzung der Holzarten in einem Jahr betrug:

Blue Gum	2,5 mm;	Baltic	2,5 mm;	Mahagoni	3,0 mm
Colonial Cedar	2,0 „	Turpentine	1,5 „	Black Butt	0,9 „
Brush Box	3,6 „	Colonial pine	1,1 „	Spotted Gum	3,6 „
Red Gum	2,5 „				

Die Klotzform hat 15 cm Länge, 8 cm Höhe und 15—22 cm Breite. Erfolgt die Verlegung mit engen Fugen, so werden die Klötze in kochenden Teer oder Pech getaucht und so nah als möglich aneinander geschoben. Ein solches Pflaster hat den Vorteil, fast ganz geräuschlos zu sein, aber die Schlüpfrigkeit bei nassem Wetter ist gröfser und es wird Sandbestreuung notwendig. An den Bordsteinen werden drei Reihen parallel zu denselben verlegt. Auf der Strafsenfläche liegen die Klötze entweder in senkrecht zur Fahrrichtung stehenden Reihen oder diagonal unter einem Winkel von 36 bis 45°. Der Stadtbaumeister Richards in Sidney rechnet die Dauer des Holzpflasters auf 16 Jahre und setzt als äufserste Grenze 50 Jahre. An Kreuzungspunkten wurde früher Steinpflaster angeordnet. Während das Holzpflaster im Laufe von 5 Jahren 1,5 mm f. d. Jahr und bei engen Fugen 0,6 mm f. d. Jahr sich abnutzte, betrug die Abnutzung des Steinpflasters 2,5 cm in einem Jahr. Dabei ist das Klima in Sidney nach der Ansicht von Richards durchaus nicht günstig für die Erhaltung des Holzpflasters, da grofse Schwankungen der Temperatur vorkommen und langandauernde Dürre auf Regenzeiten folgt.

Holzpflasterklötze und Platten von Otto Hartung in Jena. Baugewerksztg. 1895, S. 321.

Sechseckige Klötze werden durch Eisen und Asphalt zu 61 cm breiten, 88 cm langen und 10 cm hohen Platten vereinigt.

d. Eisenpflaster.

Litteratur.

Verbesserungen am eisernen Strafsenpflaster von W. Richter in Berlin. D. R.-P. No. 5476. Illustr. Patentbl. 1881, S. 168.

Strafsenpflasterung aus Stahlplatten. Deutsche Bauz. 1884, S. 208.

Vorschlag von Ingenieur Stiller, auf einer Betonunterlage eine Stahlpanzerung aus geriffelten Stahlplatten von 0,33 m Breite, 15 mm Stärke und bis zu 5 m Länge quer zur Strafsenrichtung zu verlegen, wobei die Stofsverbindungen mittels Laschen und Schrauben ebenfalls aus Stahl hergestellt und für die Ausdehnung durch längliche Schraubenlöcher gesorgt werden soll.

Eiserne Bahnen für Landfuhrwerk. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1884, S. 297.

Schifferheder und Kaufleute in Liverpool wollen um die Erlaubnis nachsuchen, eine Reihe von Strafsen, die von Liverpool nach den Industrie-Mittelpunkten im südlichen Lancashire führen, mit einer Doppelreihe eiserner Platten belegen zu dürfen, um Güterwagen ohne Umladung befördern zu können. An der äufseren Seite sollen die Platten mit Flanschen versehen werden, um das Abrollen der Wagen zu verhüten. Die Kosten werden zu 35000 Pfd. Sterling f. die engl. Meile angegeben.

Verbindung der Stiller'schen Stahlplatten mit den Strafsenbahnschienen. D. R.-P. No. 27111. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1885, S. 36.

Strafsenpflasterplatten mit eingegossenen Schienenlagern. D. R.-P. No. 32236. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1885, S. 270.

Von der Bergischen Stahlindustrie-Gesellschaft in Remscheid sind Platten für Strafsenbahnen aus Stahl- oder Temper-Gufs hergestellt, die durch ihre vorstehenden Buckel den Pferdehufen ein sicheres Auftreten gestatten sollen. Zur Einlagerung der Schienen sind an den vier Ecken jeder Platte die dem Schienenfufs und dem Befestigungssystem entsprechenden Schienenstühle angegossen. Dieselben können verschieden gestaltet sein, sodafs die Einspannung durch Klammer und Keil oder durch Holzkeile vorgenommen werden kann. Durch diese Platten werden Querschwellen überflüssig und auch eine Längsverbindung der Platten ist entbehrlich, da dieselbe durch die Schienen bewerkstelligt wird.

Walzeisen für Strafsenpflasterung. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1887, S. 5 u. 269.

Charles Peck hat in Chicago Walzeisen in ⊤-Form von 38 mm Höhe und Breite, mit der gerippten Fufsplatte nach oben verlegt, als Strafsenpflaster verwendet, indem dieselben durch schmiedeiserne Stangen miteinander verbunden und durch Krampen auf 5 cm breiten Bohlen in Entfernungen von 38 mm quer zur Strafsenrichtung befestigt wurden. Der Zwischenraum wurde mit Teer oder Asphalt, zu welchem Kies zugemischt wurde, ausgefüllt. Ähnliches Pflaster wird beschrieben in demselben Blatt 1890, S. 287; 1892, S. 483 und 1893, S. 63.

Das Stahlpflaster der „Vereinigten Königs- und Laurahütte“ soll zu einer Probepflasterung an der Kreuzung der Markus-, Lange- und Holzmarktstrafse in Berlin Verwendung finden. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1887, S. 276.

Metallique-Pflasterung. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 229; 1889, S. 167; 1890, S. 75.

Das von C. Schlimp u. N. Schefftel in Wien im Jahre 1888 in der Wiener Reichsratstrafse verlegte Metallique-Pflaster soll sich gut gehalten haben, die Vorzüge von Asphalt besitzen, nicht so glatt und billiger sein, jedoch wird in demselben Blatt 1890, S. 336 u. 1891, S. 241 mitgeteilt, dafs es sich nicht bewährt habe.

Das Eisenpflaster unter den Linden in Berlin. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 251. Dasselbe soll durch Holzpflaster ersetzt werden.

Claussens Patentpflaster. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 216, 305, 386; 1892, S. 327. Deutsche Bauz. 1892, S. 619; 1893, S. 39.

Dasselbe besteht aus schmiedeeisernen Rippenkörpern, welche aus 40 auf 4 mm starken Flacheisen gebildet werden, die sich rechtwinklig an der oberen Seite bündig überschneiden und so Quadrate von 6 cm Breite bilden. Diese so gebildeten Rippenkörper werden diagonal zur Fahrrichtung auf einer 20 cm starken Betonunterlage, welche gut geebnet und mit einer 4 cm starken Asphaltschicht abgedeckt ist, verlegt. Die quadratischen Maschen werden mit Gufsasphalt ausgegossen.

Eisenpflaster in Chicago. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 63.

Eine Versuchsstrecke wurde mit 5 m langen Schienen in etwa 5 cm Entfernung voneinander belegt, deren Kopffläche gerillt ist, um sie rauher zu machen. Der Zwischenraum ist mit Patentkomposition ausgefüllt. (Wird sich wohl nicht bewähren.)

Eiserne Pflasterklötze. Zeitschr. f. Transportw. u Strafsenb. 1893, S. 538.

Hohl gegossene, 24 cm lange, 18 cm breite und 15 cm hohe, mit Konkret ausgefüllte eiserne Klötze werden in Paris den Strafsenbahngleisen entlang versuchsweise verlegt. Die obere und untere Klotzfläche ist gerillt und sollen die Klötze, wenn die eine Seite abgenutzt ist, umgedreht werden. In England und Deutschland sind bereits derartige Klötze versucht worden, jedoch wurde die Rillenanordnung durch die Insassen der Fuhrwerke unangenehm empfunden. Neuerdings hat man die seitlichen Schienenanschlüsse aus Eisen mit diesen fest verbunden, wodurch Versenkungen dicht neben den Schienen ausgeschlossen sind.

c. Fahrbahnen besonderer Art.

Unter dieser Bezeichnung sollen alle diejenigen Strafsenbefestigungsarten zusammengefafst werden, welche zu den sonst gebräuchlichen Befestigungen nicht gehören und in der Regel aus verschiedenen Materialien zusammengesetzt sind. Ihre Entstehung verdanken sie lediglich dem Bestreben, geräuschloses Pflaster herzustellen, das die Vorzüge von Holzpflaster oder Asphaltabdeckung zeigt, ohne deren Nachteile aufzuweisen. Ins-

besondere ist es die Glätte des Asphalts und die Vergänglichkeit des Holzes, die man dabei zu vermeiden bemüht war. Wie die nachstehende Litteraturbesprechung zeigt, hat man aufser dem Cement, der seither fast nur für Fufswege Verwendung fand, häufig Eisen und Holz, Asphalt und Stein, Holz und Asphalt, ja sogar Eisen und Asphalt, sowie Stein und Holz miteinander zu widerstandsfähigem Pflaster zu verbinden gesucht. Am meisten der Beachtung wert erscheinen unter diesen künstlichen geräuschlosen Pflasterarten: die Cementabdeckung[130]), dann der Bitumen- oder Pech-Makadam[131]), der demselben ähnliche Granitasphaltbelag[132]), sowie das Korkpflaster[133]), von welch letzterem allerdings noch nicht langjährige Versuche vorliegen.

Litteratur.

Cement-Makadam in Paris. Nouv. ann. de la construction 1880, S. 33.

Um den Schmutz und die Unterhaltungskosten zu vermindern, wurde ein solcher für die Pariser Strafsen in Vorschlag gebracht. Eine 15—20 cm starke Kalkbeton-Schicht sollte mit einer Decke aus Kleinschlagbeton mit Hammerschlagzusatz bedeckt werden.

Pflasterplatten aus Steinen und Asphalt von Zadig und Neuberg in Hannover und St. Franzisko. Baugewerksztg. 1881, S. 255.

Pflaster aus Asphaltsteinen. Deutsches Baugewerksbl. 1882, S. 111.

In Amerika werden Pflasterklötze durch starke Zusammenpressung bituminösen Kalksteins hergestellt. Beschreibung des Verfahrens.

Verbindung von Holz und Asphalt als Brückenbelag. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1885, S. 160.

Sektions-Ingenieur Klette in Mosel bei Zwickau behandelt in einem Vortrage einen Brückenbelag, der seine Entstehung der Notwendigkeit verdankt, die berechneten und zu schwach befundenen Abmessungen von Brückenträgern verwendbar zu machen, indem man das Eigengewicht der Brücke durch die Wahl eines möglichst leichten Pflastermaterials verringerte. Die Belageisen (Zorès) wurden eng aneinandergerückt, die Zwischenräume mit Dachpappe überdeckt und die entstehenden Längsrinnen mit flüssigem Asphalt, in welchen entsprechende Hölzer eingebettet wurden, ausgefüllt. Auf der so hergestellten ebenen Fläche wurden 3,5 cm starke Deckhölzer in regelmäfsigem Verbande und wieder in heifsflüssigen Asphalt derart verlegt, dafs sie auf den Belageisen aufruhten und die Querstöfse sich auf den Rücken der Profileisen und im Wechsel untereinander befanden. Oberhalb dieser Bohlen wurde Holzpflaster, 12 cm stark, gleichfalls in Asphalt verlegt und auf diesem endlich die 7 cm starke eigentliche Fahrbahn aus Asphalt.

Cementpflaster. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1887, S. 171.

Nach einer Notiz in den Engng. news hatte sich in der 46. Strafse in New-York Cementpflaster, das aus Platten von etwa 1,5 m Seite hergestellt war, unter der Einwirkung der Juni-Hitze derart ausgedehnt, dafs zwei Platten von etwa 3,8 cm Stärke 5 cm über das angrenzende Pflaster hinausgetreten sind. Durch den Verkehr ist schliefslich die entstandene Wölbung in der Mitte durchgebrochen.

Strafsenpflaster aus Holz und Steinen von W. Roesler in München, D. R.-P. No. 40974. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 138.

Die Steinwürfel werden gitterförmig im Verband mit Holzstreifen und aufrecht stehenden Holzpflasterstücken, die imprägniert sind, eingepflastert. (Es ist wohl die ungleichmäfsige Abnutzung der ungleichen Materialien zu befürchten.)

Körniges Metallpflaster. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 159.

In England sollen mit diesem von Bryant erfundenen Pflaster erfolgreiche Versuche gemacht worden sein. Die künstlich hergestellten Blöcke bestehen aus Hochofenschlacke und Portland-

[130]) Dieselbe soll sich besonders in Grenôble bewährt haben. Moniteur scient. 1889, S. 323; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 110, 122, 133, 146; vergl. auch die Litteraturbespr. S. 87.

[131]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 13; 1890, S. 336 u. 338; 1891, S. 71.

[132]) Daselbst 1890, S. 63.

[133]) Daselbst 1894, S. 288, 552; Baugewerksztg. 1894, S. 583.

cement, die in gemahlenem Zustande und nach besonderer Behandlung gemischt und nach Zusatz einer alkalischen Lösung zu einem Teig angemacht werden. Das Pflaster soll nicht glatt werden, ist widerstandsfähig gegen Temperatureinflüsse und die Pferde laufen sehr sicher.

Versuche mit Bitumen-Makadam in Paris. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 13.

Dieselben erfolgten in der Rue St. Martin zwischen der Rue St. Rivoli und der Avenue Victoria.

Neues System eines Pflasters aus Eisen und Holz. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 271.

Dasselbe besteht aus Reihen von ⊥-förmigen Eisen, zwischen welche Holzklötze gesetzt werden. Durch Pechausgufs der Fugen soll das Eisen vor dem Rosten geschützt werden. In Sheffield wurden Versuchsstrecken gelegt.

Strafsenpflaster aus geprefstem Papier oder Holzmasse. Zeitschr. f. Transpw. u. Strafsenb. 1889, S. 306.

A. de Slavin-Slavinsky macht darüber Mitteilungen. Es kann genau so verlegt werden, wie das Holzpflaster, ist widerstandsfähiger, gleichmäfsig rauh, kann also auf stärkeren Ansteigungen und an Schienen anschliefsend verwendet werden. Eine Probepflasterung soll erfolgen.

Von den Pflasterungen im allgemeinen und dem Cementpflaster im besonderen nach den in Grenôble gemachten Erfahrungen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 110, 122, 133, 146 und Moniteur scient. 1889, S. 323.

Das Cementpflaster wurde bereits 1869 eingeführt, wird jetzt in Grenôble immer allgemeiner und verdrängt jedes andere Pflaster. Die Reinigung ist sehr bequem. Bei der Herstellung mufs der Untergrund bereits das Profil und das Steigungsverhältnis der Strafse erhalten. Auf eine starke Packlage kommt eine 13—15 cm starke Steinschlaglage, auf die der unter reichlicher Beimischung von Kies hergestellte Cementbeton (1 Teil Cement auf 9 Teile gewaschenen Kies oder feinen Steinschlag) gebracht, ausgebreitet und durch Schlägel u. s. w. verdichtet und eingeebnet wird. Schliefslich kommt noch eine Deckschicht aus Cementmörtel (1 Teil Cement auf 1 Teil Quarzsand) in einer Stärke von 2,3—5 cm auf den noch nassen Cementbeton. Die Oberfläche wird mit Sand bedeckt und erst nach 20 Tagen dem Verkehr übergeben. Ein solches Cementpflaster kostet (10—11 Frcs.) 8—9 Mark f. d. qm und hält angeblich 10—15 Jahre ohne Ausbesserung. Zur Schonung der neuen Strecken werden dieselben mit 3 cm starken Bohlen aus Pappelholz bedeckt, die etwa 2 Monate halten. Der Mifserfolg in anderen Städten wird auf schlechtes Material und wenig sorgfältige Arbeit zurückgeführt.

Granit-Asphaltbelag. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 63.

Patent No. 18680 der Firma Schneider & Siegrist in Strafsburg i. E. Ähnlich dem Pech-Makadam. Auf 10—15 cm starker Betonunterlage wird ein erster Granit-Asphaltgufs in der Stärke von 1,5 cm aufgetragen. Während derselbe noch in heifsflüssigem Zustande ist, wird Granit-Kleinschlag von 3—5 cm in der Weise eingekittet, dafs sich die Steine beinahe berühren, indessen noch jedes einzelne Stück von Granit-Asphaltgufs umgeben ist. Die gröfsere Fläche der Steine kommt nach unten zu liegen, die Spitzen nach oben gekehrt. Nach Erhärtung des Ganzen wird eine Decklage von Granitgufs darüber gegossen. Die Erfahrung zeigt, dafs der widerstandsfähige Granitstein sich mit der mit gemahlenem Granit gekochten Asphaltmischung ganz gleichmäfsig bis auf eine dünne Schicht abnutzt.

Strafsenpflaster aus Holz und Eisen von Ernst Hille in Sheffield. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 164; 1891, S. 165.

Pflasterungen aus Stahl und Kautschuk. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 287.

Befestigung der Ringstrafse in Budapest mit Pech-Makadam. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 336 u. 338; 1891, S. 71.

Kombiniertes Eisen und Eichenholzpflaster. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 457; 1892, S. 209.

In Columbus ist eine Probestrecke verlegt worden. Es besteht aus Gufseisenkästen mit gelochter Bodenplatte, in welche Eichenklötze gesetzt werden.

Kombiniertes Backstein- u. Stahlpflaster. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 458.

Von der Firma Sheridon & Bredin in Franklin (Amerika) wird vorgeschlagen, harte Backsteine auf Stahlblechboden und durch Stahlbänder zusammengehalten, zu Blöcken von 2,4 auf 0,9 m zu vereinigen, welche unmittelbar auf den gestampften Untergrund verlegt werden könnten.

Asphalt-Makadam. Baugewerksztg. 1891, S. 567. Dasselbe wurde in Frankfurt a. M. versuchsweise verlegt.

Strafsenpflaster aus Kunststeinen mit kreuzförmigen Metalleinlagen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 245. Dem Stadtbaurat R. J. Knöfel in Plauen i. V. ist unter No. 54881 ein solches Pflaster patentiert worden.

Schlacke als Strafsenbaumaterial. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 252. Vortrag von Max Paulowitsch.

Teerpflaster in Melbourne. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 240.

Dasselbe besteht aus Steinschlag und Steinabfällen, die mit heifsem Teer gemengt, in Schichten aufgetragen und festgestampft werden. Es kostet nur 2,5 M. f. d. qm.

Pflasterklötze aus Holz, Teer und Kies. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 435.

Herrn Rud. Piper in Berlin unter No. 60607 patentiert, bestehen dieselben aus abwechselnden Lagen und Streifen von Holz und mit Teer gemischtem Kies oder die Klötze sind geschlitzt und durchbohrt und die Hohlräume mit obiger Mischung gefüllt. Dieses Pflaster soll die Vorzüge des Holzpflasters ohne dessen Übelstände besitzen.

Holz-Asphaltsteine von Otto Schwarz in München. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 2.

Durch ein patentiertes Verfahren werden von Asphaltmasse durchdrungene und umhüllte Holzfasern in Pflastersteinform gebracht, die in derselben Weise wie Granitwürfel zur Verwendung kommen können. Nach Fertigstellung des Pflasters wird dasselbe mit Sand bestreut und durch geheizte Walzen festgewalzt.

Geräuschloses Blockpflaster nach Martenstein & Pohl, Patent No. 66921. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 181.

Dasselbe besteht aus in Formen geprefsten Pflastersteinen von 150/150/70 mm bis 250/150/60 mm aus einer Mischung von Asphalt-Mastix mit Basaltkleinschlag und einer gewellten Drahtgewebeeinlage. Die Kosten betragen 14 bis 16 M. f. d. qm. einschliefslich des Betonbettes. Zum Anschlufs an die Strafsenbahngleise sind keine Steinschwellen erforderlich, sondern es können Bordstreifen aus demselben Material benutzt werden.

Korkpflaster der Patent-Kork-Pavement-Company in London. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 288, 582; Baugewerksztg. 1894, S. 583.

Dasselbe soll die Vorzüge des Asphaltes ohne dessen Nachteile besitzen. Zur Herstellung werden Korkstücke mit Asphalt innig gemischt und unter starkem Druck zu Formstücken geprefst, die in der Art des Steinpflasters verlegt werden.

Cementpflaster in Bellefontaine. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 323.

Der Untergrund wird durch Walzen geebnet und mit 10 cm starken Thonröhren belegt. Darauf kommt eine 10 cm starke Schicht aus 1 Teil Portlandcement auf 4 Teile Kies und Sand (2 : 1). Die oberste Schicht, 5 cm stark, besteht aus gleichen Teilen Cement und scharfen Sandes.

Über Asphalt-Cement-Platten. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 325.

Dehnhardt teilt zufriedenstellende Ergebnisse der Versuche mit solchen in Frankfurt a. M. mit. Die Platten von Löhr bestehen aus Asphaltpulver, das mit Cementbeton unter hohem Druck geprefst wird. Die Platten werden in Mörtel auf den Betonunterbau verlegt, auf Fufswegen unmittelbar auf den gut geebneten und gestampften Untergrund. Für die Strafse haben sie eine Stärke von 6 cm, von denen 2,5 bis 3 cm auf die Asphaltdecke entfallen. Die Fufssteigplatten sind 4,5 bis 5 cm dick mit 1,5 bis 2 cm starker Asphaltdecke. Der Preis stellt sich nicht höher, als für Gufsasphalt, während das Verlegen leichter und rascher erfolgen kann und ein leichteres Aufbrechen und Herausnehmen der Platten möglich ist.

Gewalzte Fahrbahn in Beton. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 433.

Kupferschlacken als Pflastermaterial. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 435.

In Berlin werden Versuche mit diesem Material zwischen den Schienen der Pferdebahn in der Potsdamer Strafse gemacht.

f. Der Asphaltbelag.

Bezüglich des Asphaltbelags, welcher als „Stampf-“ und „Gufs-Asphalt“ in üblicher Weise unmittelbar aus natürlichem Material hergestellt wird, ist von Neuerungen nichts zu erwähnen; die Methoden der Verlegung der bewährten Gesellschaften, wie sie Prof. Dietrich ausführlich beschreibt[134]), haben sich im wesentlichen unverändert erhalten. Zwar hat man versucht, die Einwirkung des Verkehrs durch kaltes Nachwalzen

[134]) E. Dietrich. Die Asphaltstrafsen. Berlin 1882.

nachzuahmen und hat gehofft, dadurch den Asphaltbelag dichter und widerstandsfähiger zu machen[135]), jedoch ist bei einem Vergleich des spezifischen Gewichtes der so nachträglich gedichteten mit demjenigen der in gewöhnlicher Weise verlegten gestampften und gewalzten Decken eine Zunahme der Schwere, also der Dichtigkeit der ersteren Art nicht festzustellen gewesen.[136]) Die Verwendung von fertig gewalzten Asphaltplatten[137]) hat bei Fahrstrafsen keinen wesentlichen Erfolg aufzuweisen, ebenso wie die Benutzung künstlicher Asphalte eine sehr verschiedene Beurteilung erfahren hat.[138])

Unter den künstlichen Asphalten ist der „Deutsche Stampfasphalt“[139]) von Dietrich (D. R.-P. No. 28620) zu erwähnen, der von der „Neuen Hannover'schen Asphaltgesellschaft“ verfertigt wird und aus einem innigen Gemenge von Kalksteinpulver mit gepulvertem, reinen Bitumen besteht, welches in drehbaren Kesseln erhitzt wird und ein dem natürlichen Asphaltsteinpulver ähnliches Produkt ergiebt, das in derselben Weise wie der natürliche Stampfasphalt verwendet wird. Ein anderer deutscher künstlicher Stampfasphalt wurde der „Deutschen Asphalt-Aktiengesellschaft“ der Limmer und Vorwohler Grubenfelder unter No. 40020 patentiert.[140]) Das Verfahren besteht darin, dafs trockener, gepulverter Kalk- oder Asphaltstein durch Zusatz von 30 bis 35% Kalkmilch unter Erhitzen in einen dünnflüssigen Schlamm verwandelt wird, der auf 50° C. erwärmt und mit etwa 15% geschmolzenem, gereinigtem Bitumen vermischt wird. Ein anderes Verfahren dieser Gesellschaft versetzt etwa 60% trockenes Kalksteinpulver unter Erhitzen mit 30% Harzleimlösung, welche in 100 Teilen 2,5 Teile durch 20grädige Lauge in Lösung gebrachtes Harz enthält und setzt erst dem daraus entstehenden dünnflüssigen Schlamm 10% Kalkmilch zu. Durch Wechselzersetzung zwischen der Harzseife und der Kalkmilch entsteht unlösliches Kalkresinat, welches bei dem nun erfolgenden Zusatze von heifsflüssigem Bitumen in gleicher Weise wie die übrigen Steinteilchen von diesem umhüllt wird. Die Vereinigung des warmen Steinbreies mit dem geschmolzenen Bitumen wird bei 70—80° C. vorgenommen. Der auf die eine oder andere Weise gewonnene heifse, bituminöse Steinbrei wird in Formen gegossen; die erkaltete Masse wird in gleichmäfsige Stücke zerlegt, die an der Luft getrocknet und in Mahlwerken zu einem Pulver zerkleinert werden, das zur Herstellung von Stampfasphalt geeignet sein soll. Fernere künstliche Asphalte sind der Pediolith und das von Emil Heufser[141]) in Eschershausen (Braunschweig) (D. R.-P. No. 52704) hergestellte pulverige Strafsenbaumaterial aus Asphaltstein. Derselbe schliefst den Asphaltstein durch Schwefelsäure auf und setzt dem Gemenge in noch warmem Zustande bitumenhaltigen Steinkohlenteer zu. Das Produkt ist feinpulverig und läfst sich wie das natürliche Asphaltsteinpulver stampfen. Auch das von Busse[142]) in Linden bei Hannover hergestellte „Gummi“- oder „Kautschuk“-Pflaster kann hierher gerechnet werden.

---

[135]) Deutsche Bauz. 1889, S. 539; 1890, S. 2 u. 592.

[136]) Daselbst 1889, S. 549; 1890, S. 270; 1891, S. 78.

[137]) Kahlbetzer in Deutz verfertigt derartige Platten. Illustr. Patentbl. 1881, S. 224; Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1881, S. 137, 156, 191, 219. Neuerdings werden in England 0,09 qm grofse Platten hergestellt, indem Asphalt in Formen gegossen wird, deren Boden mit einer Schotterlage bedeckt wird, um der Oberfläche eine gewisse Rauheit zu geben; vergl. Zeitschr. f. Transpw. u. Strafsenb. 1893, S. 15.

[138]) Vergl. die nachstehende Litteraturbesprechung.

[139]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1884, S. 362 u. 367; 1888, S. 128. Deutsche Bauz. 1884, S. 432.

[140]) Vergl. Loewe. Strafsenbaukunde. Wiesbaden 1895. S. 351.

[141]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 272; 1891, S. 82.

[142]) Gewerbebl. 1890, S. 55 und Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 184 u. 287; 1892, S. 102. Vergl. die Litteraturbesprechung S. 92 u. 94.

Der in Amerika in letzter Zeit in ausgedehntem Maſse verwendete „Trinidad-Asphalt"-Belag, welcher unter dem Namen „Barber-Asphalt" in europäischen Städten Miſserfolge aufwies, wurde von Eduard J. de Smedt durch eine Mischung von Trinidad-Asphalt, welchem Rückstände der Petroleum-Raffinerie zugesetzt wurden, mit scharfem Sand und einer gewissen Menge pulverisierten Kalksteins gewonnen. Die Masse, wie sie in erhitztem Zustande zur Verlegung gelangt, hat das Aussehen von lockerer schwarzer Gartenerde. Dieselbe wird auf einer 15 cm starken Betonunterlage in solcher Dicke ausgebreitet, daſs die durch Stampfen und Walzen zusammengepreſste Decke eine Stärke von 6,5 bis 7 cm erhält.[143])

Ein eigentliches Pflaster aus prismatischen Asphaltblöcken (30,5 : 10,2 : 12,7 cm) ähnlich wie sie Martenstein und Pohl unter No. 66921 patentiert wurden[144]), wird in Amerika ebenfalls verwendet; diese Asphaltpflastersteine bestehen aus einem Gemenge von zerkleinertem Kalkstein mit 10 % Trinidad-Asphalt, welches in Formen gepreſst wird.[145])

Litteratur.

a. Selbständige Werke.

Über Asphalt-Straſsen, von John W. Louth, Inhaber der Asphaltbergwerke zu Val de Travers, Kanton Neuchâtel, Schweiz, deutsche Filiale Berlin W., Behrenstraſse No. 52.

Die nur 15 Seiten umfassende, i. J. 1880 erschienene Broschüre bespricht die Vorteile des Asphaltpflasters, die technische Zurichtung des Asphaltfelsens, die Herstellung des Guſs- und Stampfasphaltes und berichtet kurz über die Verlegungen in den verschiedenen Städten, woran sich die Aufzählung der hauptsächlichsten Asphalt-Litteratur und einige Atteste anschlieſsen.

Über Asphaltstraſsen, von E. O. Schubarth. Berlin 1881.

Auſser einer eingehenden Besprechung der technischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkte des Asphaltpflasters enthält das Werkchen einen Plan von Berlin mit Angabe der asphaltierten Straſsen und derjenigen Straſsen, deren Asphaltierung als wünschenswert zu bezeichnen wäre, sowie Auszüge aus dem Verwaltungsbericht des Berliner Magistrats für 1879 und aus dem Bericht des Oberingenieurs der Londoner City über die relativen Vorteile des Holz- und Asphaltpflasters.

Die Asphaltstraſsen, von E. Dietrich, Berlin 1882.

Umfassendes Werk, welches als Ergebnis einer Studienreise nach den Hauptfundorten des bituminösen Kalksteins und nach Mitteilungen verschiedener Asphaltgesellschaften die Rohmaterialien, den Bau, die Reinigung und Unterhaltung der Asphaltstraſsen in eingehender Weise behandelt.

Stampfasphalt, mit besonderem Hinweis auf den deutschen Stampfasphalt der „Neuen Hannover'schen Asphalt-Gesellschaft" Reichspatent No. 28620 des Prof. E. Dietrich. Berlin 1885.

Der Asphalt und seine Bedeutung für den Straſsenbau groſser Städte, von Dr. L. Meyn.

b. Zeitschriften-Litteratur.

Die neuere Herstellung der Berliner Pflaster- und Asphaltstraſsen. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1879, S. 81 u. 98; Deutsche Baugewerksztg. 1879, S. 348, 377 u. 391; Deutsche Bauz. 1879, S. 383.

Auf einer mindestens 20 cm starken Betonschicht wird eine 6 cm starke Lage pulverisierten bituminösen Kalksteins in erhitztem Zustande ausgebreitet und abgerammt.

---

[143]) Vergl. J. W. Howard. B. L., C. E., Natural Asphaltum and its compounds etc. Published by the Rensselaer Society of Engineers, Troy. N. Y.; F. V. Greene. Asphalt and its uses. A proper read before the Amer. Inst. of Mining Eng. Buffalo Meeting Oct. 1888; ferner Zeitschr. f. Transportw. u. Straſsenb. 1888, S. 37, 44, 51, 61; 1890, S. 243; 1892, No. 27, 28 u. 29.

[144]) Zeitschr. f. Transportw. u. Straſsenb. 1893, S. 181.

[145]) Vergl. Loewe. Straſsenbaukunde S. 354.

Über die in Frankreich üblichen Asphaltverwendungen und Asphaltarten. Ann. des ponts et chaussées 1879, II, S. 267—322.

Durand-Claye. Berichtigung und Ergänzung zu einem Aufsatz über den Asphalt von Léon Malo. Ann. des ponts et chaussées 1880, I, S. 128.

Als Unterscheidungsmittel zwischen natürlichem Bitumen und Gasteer wird gewöhnliche Schwefelsäure, nicht die rauchende angegeben. Eine fernere Methode ist: 10 g bituminöse Masse in 10 ccm Alkohol von 36° zu legen und nach 24 Stunden zu filtrieren; der Alkohol färbt sich goldgelb, wenn Gasteer, hellstrohgelb, wenn echtes Bitumen verwendet wurde.

Asphalt und Mineral-Bitumen. Vortrag von Ing. Delano. Engineering 1880, I, S. 176; Builder 1880, I, S. 278; Engineer 1880, I, S. 154.

Es wird hervorgehoben, dafs die dem Asphalt gemachten unverdienten Vorwürfe von schlechten betrügerischen Arbeiten herrühren. Gute Asphaltarbeiten haben sich stets gut bewährt.

Zur Frage der Asphaltstrafsen. Deutsche Bauz. 1880, S. 85.

Die schlechte Bewährung der Asphaltstrafsen in Paris wird auf schlechtes Material zurückgeführt und auf die langjährigen guten Erfahrungen hingewiesen, die mit dem Asphaltstein von Val de Travers und von Seyssel gemacht worden sind.

Der Asphalt, seine Geschichte, Gewinnung und Verwendung von F. Woas. Annalen für Gewerbe und Bauwesen 1880, Bd. 6, S. 354, 398 u. 485.

Im Anschlufs an die Arbeiten von Léon Malo, Meyn und Ellice-Clark wird das Wissenswerteste über den Asphalt zusammengestellt und die Verwendung desselben als Strafsenbaumaterial besprochen. (Auch als Sonderdruck erschienen).

Berliner Asphaltstrafsen. Deutsche Bauz. 1880, S. 188.

Von den 60000 qm Asphaltstrafsen sind 50000 qm in Stampfasphalt von Val de Travers, 7000 qm in sizilianischem Stampfasphalt und 3000 qm in gegossenem Limmer-asphalt ausgeführt.

Herstellung geprefster Asphaltplatten von Kahlbetzer in Deutz. Illustriertes Patentbl. 1881, S. 224; Wochenbl. f. Arch.- u. Ing. 1881, S. 137, 156, 191, 219.

Die Platten messen 25 cm im Quadrat und haben eine Stärke von 3 bis 5 cm.

Rauhe Asphaltstrafsen. Deutsche Bauz. 1881, S. 382.

Das Riefeln der Oberfläche brachte keine Abhilfe gegen die Glätte des Asphaltes, weil die Riefen bald abgenutzt waren. In London versuchte man Gufsasphalt mit klein geschlagenen Kalksteinen zu versetzen und aus dieser Masse Blöcke in der Gröfse der Pflastersteine zu giefsen, die aufserdem unter einer Presse starkem Druck ausgesetzt wurden. Das in dieser Weise in der Queen Victoria-Street in London ausgeführte Pflaster soll sich angenehm befahren, jedoch ist die Abnutzung eine stärkere, als beim Stampf-asphaltpflaster.

Methoden zur Unterscheidung natürlichen Asphalts von seinen Surrogaten. Ann. des ponts et chaussées 1881, I., S. 112; Deutsche Bauz. 1881, S. 341.

Strafsenbau-Arbeiten in Asphalt. Scientific american 1881, I, S. 4403. Kurze Beschreibung mit Abbild.

Deutscher Stampfasphalt. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1884, S. 362 u. 367; Deutsche Bauz. 1884, S. 432.

Herrn Prof. E. Dietrich in Berlin wurde ein Verfahren patentiert, den an sich für Stampfarbeit nicht geeigneten Asphaltstein, wie derselbe vorzugsweise in der Gegend von Limmer bei Hannover gebrochen wird, durch Veränderung des ihm innewohnenden Bitumens und durch Zusatz von Trinidad-Asphalt stampfbar zu machen. Das Verfahren erstreckt sich auch auf die Zurichtung reinen Kalksteins für den erwähnten Zweck. Versuchsstrecken wurden in Berlin gelegt, die sich zum Teil gut, zum Teil infolge unrichtiger Behandlung mangelhaft bewährt haben, vergl. auch S. 89.

Kampf gegen das Asphaltpflaster. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1884, S. 406.

Eine Erklärung des Centralvereins der Berliner Fuhrunternehmer gegen die ausgedehntere Anwendung des Asphaltpflasters wird besprochen.

Über Strafsendämme aus komprimiertem Asphalt. Zeitschr. f. Transpw. u. Strafsenb. 1884, S. 267.

Ausgehend von den ersten Erfahrungen über Asphaltpflasterungen wird das verschiedene Verhalten der Asphaltarten besprochen und hervorgehoben, dafs bei Mischungen jeder Asphalt für sich auf die ihm zukommende Temperatur erhitzt und dann erst die Mischung vorgenommen werden mufs, da sonst ein Zerfallen stattfindet. In Paris wurden

1860 und 1878 darin schlechte Erfahrungen gemacht. Dort zerfiel der Asphalt aufserdem durch das Vorhandensein von $9^1/_2$% Pyrit (Doppeltschwefeleisen) in dem Lobsanner Asphalt, der durch Erhitzen Schwefel verliert und sich in Protoschwefeleisen umwandelt, der an der Luft oxydiert (nach Analysen von Durand-Claye). Auch das Glattwerden des Asphaltes wird besprochen und auf den Vorschlag von Brennecke hingewiesen: an Übergangsstellen von Steinpflaster zu Asphalt kurze Gleise aus Gufseisen, Schmiedeeisen oder Granitplatten in das Steinpflaster einzufügen, damit die Zugkraft der auf dem Asphalt weniger Halt findenden Pferde an diesen Übergangsstellen vermindert wird. Der Reibungskoefficient für Fuhrwerke auf Asphalt wird zu 0,0075 angegeben, während derselbe auf gutem Steinpflaster 0,02 bis 0,013 beträgt.

Gufsasphalt-Pflaster. Engineering news 1885, S. 102.

Die Abdeckung der Strafsen mittels künstlichen Gufsasphaltes, einer Einkochung von Trinidad-Asphalt mit Kalksteinpulver und Sand nach dem Vorbilde der Strafsen von Washington wird in Zuschriften aus mehreren amerikanischen Städten günstig beurteilt.

Fahrdämme und Fufswege aus Gufsasphalt. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1885, S. 110, 116, 125, 133. Auszug aus dem Werke über Asphaltstrafsen von E. Dietrich.

Der amerikanische Barber-Asphalt und der deutsche Stampfasphalt der neuen Hannoverschen Asphalt-Gesellschaft. Deutsche Bauz. 1886, S. 487 u. 516; Zeitschr. f. Transpw. u. Strafsenb. 1886, S. 229, 236, 244. Eingehende Besprechungen.

Das Asphaltgewerbe in Deutschland. Deutsche Bauz. 1887, S. 534 u. 570. Eingehende Besprechung von Pinkenburg.

Pech-Makadam. Deutsche Bauz. 1888, S. 352.

Nach Mitteilungen des Bauinspektors Eger hat sich der nach den von Prof. Dietrich in seinem Werke: „Die Asphaltstrafsen" gemachten Angaben hergestellte Pech-Makadam in Breslau gut bewährt. Derselbe besteht aus Steinschlag, dessen Fugen mit einer Einkochung von Pech und Kreosotöl gefüllt sind. Da Granitsteinschlag billiger als Kalkstein zu haben war, so wurde zu der Hälfte der Versuchsstrecke Granit, zur anderen Hälfte Kalkstein verwendet. Wegen Beschaffung der Gerätschaften stellte sich der Preis allerdings für die kleine Versuchsstrecke verhältnismäfsig hoch und würde bei gröfseren Ausführungen immerhin etwa 15—20% höher als für eine gewöhnliche Chaussierung, aber billiger als für geringwertiges Steinpflaster ausfallen.

Nach Minutes of proceedings des Londoner Civiling.-Vereins 1888, Bd. 93, S. 365 wird Pech-Makadam in Sidney für steile Strafsen, sowie für Parkstrafsen verwendet, wobei auf 1 cbm Schotter 0,14 cbm Einkochung von Pech und Teer, sowie 0,17 cbm Kies zum Überschütten der gewalzten Bahn gerechnet wird.

Weitere Einführung des Asphaltpflasters in Berlin. Zeitschr. f. Transpw. u. Strafsenb. 1888, S. 70.

Die Verhandlungen hierüber in der Berliner Stadtverordneten-Versammlung und die sehr günstig für das Asphaltpflaster lautenden Äufserungen des Stadtbaurats Dr. Hobrecht werden wiedergegeben.

Asphaltpflasterungen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 37, 44, 51 u. 61.

Die Pflasterungen mit Trinidad-Asphalt in New-York und Washington werden besprochen.

Deutscher Stampfasphalt. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 128.

Der nach dem Patent Dietrich von der „Neuen Hannoverschen Asphalt-Gesellschaft" gefertigte Stampfasphalt wird von dem Königsberger Magistrat nach den dortigen Erfahrungen günstig beurteilt.

Kautschuk-Stampfasphalt. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 170 u. 287.

Probestrecken dieser Erfindung des Ing. Busse in Linden bei Hannover wurden 1887 in Hannover und Hamburg gelegt. Es soll die Elastizität von Kautschuk und die Härte von Stein haben, geräuschlos und nicht so glatt wie Asphalt sein und weder durch Hitze, noch durch Kälte beeinflufst werden.

Über die Asphaltstrafsen und ihre Behandlung. Zeitschr. f. Transpw. u. Strafsenb. 1888, S. 286.

Es wird empfohlen, die Asphaltstrafsen nur bei grofser Hitze oder wenn viel Staub angesammelt ist, zu besprengen, dagegen häufig zu kehren und die Schnee- und Schlammmassen rasch zu entfernen.

Strafsenasphaltierungen in Berlin. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 251.

Die zunehmende Beliebtheit des Asphaltpflasters zeigt sich in der wachsenden Gröfse der Pflasterflächen; es sind bereits mehr als 550000 qm vorhanden.

Asphaltpflasterungen auf Konkretbettung in New-York. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 376, 401 u. 413.

Als Ausführungsbestimmungen gelten: Die auf den Untergrund aufzubringende 15 cm starke Bettung besteht aus einer Betonmischung von 1 Teil Cement auf 2 Teile Sand und 3 Teile geschlagene Steine von 5 cm Korngröfse. Der Asphalt besteht: 1. aus gereinigtem Asphalt, 2. aus schwerem Petroleumöl, 3. aus feinem Sand und 4. aus fein gepulvertem kohlensauren Kalk. Die Mischung wird in zwei Schichten ausgebreitet und mit Walzen gedichtet. Fünf Jahre nach der Vollendung und Überlieferung der Strafse hat der Unternehmer für die Unterhaltung zu sorgen. Auch Vorschriften über das Verlegen von Asphaltpflaster auf vorhandenem Makadam und Steinpflaster liegen vor.

Über die Zukunft des Stampfasphaltes als Strafsenbelag in Paris, von A. de Slavin-Slavinsky. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 244. Der Asphalt wird immer weniger beliebt.

Über die Bewährung des Asphaltpflasters in Städten hatte Magdeburg in Berlin, Leipzig und München die städtischen Verwaltungen um Auskunft gebeten, aus welchen hervorgeht, dafs der Asphalt sich besser als Holzpflaster bewährt habe und bis zu Steigungen von 1 : 60 gelegt werden könne. Die Kosten im Vergleich zu gutem Granitwürfelpflaster mit Fugenausgufs belaufen sich bei Asphalt in 20 Jahren auf 35,5 M. pro qm, in 50 Jahren auf 64,5 M., bei Granitpflaster in 25 Jahren auf 21,5 M., in 50 Jahren auf 30,5 M., in 75 Jahren auf 35 M., in 100 Jahren auf 38 M. Speziell in Berlin kostet Steinpflaster I. Klasse 24 M., II. Klasse 20 M., III. Klasse 18 M. das qm. Es gebe aber nur zwei Quellen für Asphalt und man begebe sich leicht in die Hände des Unternehmers, da ein Submissionsverfahren nicht möglich. Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1889, S. 322.

Beschädigungen von Asphaltpflaster durch Leuchtgas. Centrabl. d. Bauverw. 1889, S. 94 u. 437 und Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 388.

Dehnhardt berichtet über einen derartigen Fall in der Römerstrafse in Frankfurt a. M. und belegt seine Beobachtungen durch Veröffentlichung der vom pharmaceutischen Institut in Marburg mit den beschädigten Asphaltplatten vorgenommenen Untersuchungen. — Nach der Chemiker-Zeitung würden die im Gas enthaltenen schweren Kohlenwasserstoffe, besonders Benzol, vom Asphalt aufgenommen, wodurch er erweicht wird, vergl. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 89 und 1890, S. 393.

Zur Verbesserung des Asphaltpflasters. Deutsche Bauz. 1889, S. 539 u. 549; 1890, S. 2, 270 u. 592; 1891, S. 78.

Auseinandersetzungen zwischen Regierungsbaumeister Daehr und Prof. Dietrich. Ersterer teilt die Erfahrungen der Berliner Asphalt-Gesellschaft Kopp & Co. mit, nach denen Pflasterungen aus Asphaltplatten, die unter 72 Atm. Druck aus Asphaltpulver hergestellt wurden, widerstandsfähiger, als der auf der Strafse selbst hergestellte Belag seien, weil die Asphaltpulverschicht dabei von 9 cm bis auf 5 cm zusammengedrückt wird, während der auf der Strafse selbst gefertigte Asphaltbelag von 8 cm nur auf 6 cm verdichtet wird. Es wurde daher zur stärkeren Verdichtung und daraus zu erwartenden Verbesserung des auf der Strafse hergestellten Stampfasphaltes, derselbe bald nach der Fertigstellung mittelst einer Dampfwalze von 24 t Betriebsgewicht abgewalzt und da der Versuch guten Erfolg zeigte, ist eine Wiederholung in Aussicht genommen. Als Bedingung für günstigen Erfolg stellt Daehr die Verwendung eines nicht zu mageren, hinreichend bituminösen Pulvers hin, da das magere Asphaltpulver unter dem Druck der Walze zermalmt wird, sodafs sich damit gleichzeitig ein Mittel zur Prüfung der Güte des verwendeten Asphaltes bietet. Prof. Dietrich wendet demgegenüber ein, dass es bessere Prüfungsmittel gäbe und dass die spezifischen Gewichte von Stücken auf der Strafse durch Stampfen und Walzen hergestellten Asphaltes und der durch Pressen erzeugten Asphaltplatten nicht wesentlich voneinander abweichen, sodafs kein erheblicher Unterschied der Dichtigkeit beider Fabrikate besteht und beide erst unter der Wirkung des Verkehrs sich wesentlich verdichten. Diese nachträgliche Dichtung kann aber niemals durch die Arbeit einer Chausseewalze ersetzt werden. Wird es für erforderlich erachtet den Asphalt ohne Rücksicht auf die Kosten noch mehr als gewöhnlich zu verdichten, so müfste dies durch vermehrtes Stampfen und Walzen des noch warmen und in zwei Lagen aufzutragenden Asphaltes geschehen, wobei die Wirkung der Wagenräder dadurch nachgeahmt werden

könnte, dass man eine aus zahlreichen, lose nebeneinander laufenden, schwer belasteten Scheiben bestehende Walze verwendet. Dass sich die Platten besser als der gewöhnliche Stampfasphaltbelag bewährt hätten, können weder Prof. Dietrich noch Louth, Direktor der Val-Travers-Gesellschaft, zugeben.

Gummi-Strafsenpflaster. Bayerisches Industr.- u. Gewerbebl. 1890, S. 55; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 184 u. 287; 1892, S. 102.

Es verdankt seine Herstellung der Beobachtung des Chemikers Busse in Hannover-Linden, dafs Stampfasphalte einen grofsen Prozentsatz Öl in oxydiertem, gummiartigen Zustande enthalten, und besteht aus einer Mischung von 85% gemahlenen harten Steinen und 15% Gummimasse, aus oxydierten Mineralölen hergestellt. Die Verlegung geschieht in Pulverform ähnlich derjenigen des Stampfasphaltes auf Betonunterlage. Die Dicke der Schicht beträgt bei Fahrstrafsen 50 mm, bei Fufswegen 25 mm. Die an Würfeln ermittelte Druckfestigkeit ist im Mittel 162 Atm. Das Material ist wetterbeständig, widersteht den Wärmeschwankungen besser als die natürlichen Stampfasphalte, ohne zu reifsen, zeigt grofsen Widerstand gegen Abnutzung, wird nicht glatt und ist staubfrei. In vielen Städten liegen Probepflasterungen. Die zweijährige Versuchsstrecke in Hannover hat sich gut bewährt.

Die Zubereitung des Stampfasphaltes. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 90.

Nach einer Broschüre der Comp. générale des asphaltes de France werden Mitteilungen über die Brüche in Seyssel, die Behandlung des gewonnenen Asphaltsteins, das Pulverisieren und die Verwendung desselben gemacht.

Strafsenasphaltierungen in Paris. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 121.

A. de Slavin berichtet, dafs man, statt die Betonunterlage ordentlich festzuwalzen und erhärten zu lassen, das Asphaltpulver auf der noch nicht abgebundenen Unterlage ausbreitet und feststampft und die Strafse dem Verkehr übergiebt, woraus die bald uneben und wellenförmig werdende Oberfläche sich erklärt.

Asphaltpflasterungen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 217, 231, 241. Vortrag von Jul. Schubert im Techn. Verein zu New-York.

Ausführliche Besprechung besonders der Strafsenbeläge aus Trinidad-Asphalt, der vor der Verwendung von fremden, ihm beigemengten Bestandteilen gereinigt werden mufs. Man bringt den rohen Asphalt in grofsen eisernen Behältern zum Schmelzen, läfst ihn längere Zeit kochen, damit das Wasser entweichen und die thonigen und erdigen Bestandteile sich zu Boden setzen können, während spezifisch leichtere Beimengungen an die Oberfläche gelangen und abgeschöpft werden. Sobald das Wallen der Masse aufhört, wird dieselbe in hölzerne Tonnen abgezogen und kommt als raffinierter Trinidad-Asphalt auf den Markt. Derselbe enthält immer noch 30—40% thonige Bestandteile, was zu erkennen ist, wenn man ihn in Schwefelkohlenstoff auflöst und filtriert. Besser wäre es, den Asphalt in kleineren flachen Pfannen zu schmelzen und durch häufiges Umrühren vor dem Verbrennen oder der Überhitzung zu schützen. Dem raffinierten Asphalt setzt man, um ihn weniger spröde zu machen, solche fette, dicke Öle zu, die sich an der Luft nicht verändern; vielfach verwendet man die Rückstände der Petroleum-Destillation, bei denen jedoch ihrer häufigen Unreinheit wegen Vorsicht geboten ist. Je nach der Güte dieses Zusatzes und je nach der gewünschten Härte der Asphaltmischung schwankt der Zusatz zwischen 12 und 18%. Diese Mischung wird in Amerika Asphalt-Cement genannt. Für Städte in kälterem Klima nimmt man weicheren, für wärmeres Klima härteren Asphalt-Cement; auch die Lage der Strafse ist zu berücksichtigen. Der Asphalt-Cement wird, nachdem er bis auf 300 bis 325° F. erhitzt worden ist, mit heifsem, scharfkörnigem Sand, dem eine geringe Menge Kalksteinmehl beigemengt ist, gemischt und zwar 75% Sand auf 5% Kalksteinmehl auf 20% Asphalt-Cement in Gewichtsteilen. Zum Mischen dient eine besondere, nach Patent Dietz, von Huff & Fontain in Philadelphia gebaute Mischvorrichtung. Nach Ausbreitung der Masse wird mit kleinen Walzen von etwa 150 kg Gewicht gewalzt, dann mit heifsen Stampfen gestampft und schliefslich, wie beim Stampfasphalt, mit Bügeleisen geplättet. Zum besseren Anschluss an die Bordsteine (*curb-stones*) werden diese zuerst mit heifsem Asphalt bestrichen. Besondere Aufmerksamkeit wird den Rinnsteinen zugewendet, die besonders gut gestampft und wenn sie das genaue Profil besitzen, noch mit heifsem, flüssigen Asphalt angestrichen werden. Die

letzte Zusammenpressung geschieht durch eine Dampfwalze von 5 bis 6 t Gewicht, mit der noch gewalzt werden mufs, so lange die Oberfläche heifs ist. Während des Walzens wird feiner Cement über die Fläche gefegt. Das von der Barber-Asphalt-Paving-Co. verlegte Trinidad-Pflaster hat sich gut bewährt, ist billiger als der Stampf-Asphalt und weniger glatt, sodafs es für Amerika als das Zukunftspflaster angesehen wird. Nur in Strafsen mit Schienengleisen hat sich selbst bei Anwendung von Bordschwellen ein dauerhafter Anschlufs nicht erzielen lassen. Die Preise in Berlin und Paris stellen sich für Asphaltstrafsen bedeutend höher als in Amerika, trotz der dort billigeren Arbeitslöhne, wie nachstehende Zusammenstellung erkennen läfst:

Bei 20jähr. Unterhaltung und bei einem Arbeitslohn von 2,50 M. kostet das qm in Berlin 22,5 M., desgleichen bei einem Arbeitslohn von 5,30 Frs. in Paris 36 Frs., desgleichen bei einem Arbeitslohn von 1,50 Dollars in New-York 4,25 bis 4,75 Dollars.

Verfahren zur Herstellung eines pulverigen Strafsenbaumaterials aus Asphaltsteinen (D. R.-P. No. 52704). Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 272; 1891, S. 82.

Über künstlichen Asphalt. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 281.

Es wird die Ansicht geäufsert, dafs bei den meisten künstlichen Asphalten unter der Einwirkung von Sonne und Regen in Verbindung mit den Angriffen der Hufeisen der Pferde und der eisernen Radreifen der Fuhrwerke eine Lockerung der nur mechanischen Verbindung des Bitumens mit dem gewöhnlich verwendeten Kalkstein bewirkt wird; hat dieselbe begonnen, so schreitet der Zerfall unaufhaltsam fort. Der Belag verliert seinen durch das Bitumen erzeugten Zusammenhang und die einzelnen Gesteinskörner werden durch den Fuhrverkehr bald zu Staub vermahlen, während bei Fahrbahnen aus natürlichem Asphaltstein die Decke durch die darüber hinrollenden Wagen immer fester zusammengedrückt und nur in unbedeutendem Mafse abgenutzt wird.

Die Asphaltindustrie Nord-Amerika's. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 374.

Die in Berlin, London, Paris und anderen europäischen Städten ausgeführten Asphalt-Pflasterflächen betragen etwa den 4. Teil der in den Vereinigten Staaten von Nordamerika mit Trinidad-Asphalt belegten Strafsenflächen.

Chemische Prüfung des zu Strafsenpflasterungen verwendeten Trinidad-Asphaltes. Engineering Rec. and sanitary engineer 1891, Okt. S. 348.

Asphaltpflasterungen in London. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 177.

Asphaltpflasterungen in Paris. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 181.

Die Bezeichnungsweise asphaltischer und bituminöser Produkte. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 482 u. 490.

Ingenieur Léon Malo in Seyssel benennt: 1. die natürliche Verbindung von Bitumen mit Kalkstein mit dem Namen Asphalt; 2. die mechanische Mischung von Bitumen mit Quarz oder Quarzkalksand: bituminösen Sand; 3. eine Mischung von Bitumen mit Lehm: Lake Pitch aus Trinidad; 4. eine Mischung von Bitumen mit bituminösem Kalkstein (d. h. Asphalt), wie sie gegossen zu Bürgersteigen verwendet wird: bituminösen Mastix. E. P. North sagt in seinem Werke über Strafsenbau und Strafsenunterhaltung, dafs die Ausdrücke „Asphalt“ und „Bitumen“ oft verwechselt werden. Er schliefst sich den Definitionen Malo's an, während Greene die Bezeichnung „Asphalt“ in dem Sinne Malo's anzweifelt. In Frankreich wird *asphalte comprimée* und *asphalte coulé* unterschieden, was der deutschen Bezeichnung Stampf- und Gufsasphalt entspricht. Zu ersterem wird gepulverter, bituminöser Kalkstein, zu letzterem Mastix aus bituminösem Kalkstein, der durch Zusatz von Trinidad- oder anderem Asphalt bituminöser gemacht wird, verwendet.

Englische Berichte über Asphaltpflasterungen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 37.

Asphaltierungen in New-York. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 277.

Der Trinidad-Asphalt wird dem sizilianischen vorgezogen. Schilderung des Vorkommens vom Asphalt auf der Insel Trinidad.

Asphaltplatten für Pflasterherstellungen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 15.

Dieselben werden in England 0,09 qm grofs hergestellt, indem Asphalt in Formen gegossen wird, in denen sich ein eiserner oder hölzerner Rost befindet und deren Boden

mit einer Lage Steinschotter bedeckt ist, um der Oberfläche die gewünschte Rauheit zu geben.

Asphalt-Koch- und Mischmaschine. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 109.

In Milwaukee, N. A., wurde eine recht praktische Maschine, die weder Rauch, noch Geruch ergiebt und das Umrühren mit Handkrücken unnötig macht, zum Asphaltkochen verwendet. Ihr Äufseres ist dasjenige einer kleinen Lokomobile, die vorne einen stehenden Dampfkessel trägt, der einer an ihm befestigten vertikalen Dampfmaschine den Dampf liefert. Die Heizgase des Kessels gehen, nachdem sie dessen innere Feuerbüchse umspielt, ziemlich horizontal unter dem Mittelteil der Asphaltmaschine weg, die aus einem cylindrischen Kessel bestehend, den Asphalt aufnimmt. Die Gase durchstreichen den doppelwandigen Boden dieses Kessels und gehen schliefslich in einen am Ende befindlichen Blechschornstein. In dem Asphaltkessel sind Rührflügel auf einer Welle befestigt, die von der Dampfmaschine betrieben wird. Ein in der Stirnfläche des Kessels angebrachter Schieber lässt den geschmolzenen und verarbeiteten Asphalt herausfliefsen.

Vorrichtung zur Ausbesserung von Asphaltpflaster. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 440.

Dieselbe besteht aus einem, auf einem Rädergestell gelagerten, schmiedeeisernen mit Petroleum gefüllten Kessel, in welchem durch eine Druckpumpe auf den Flüssigkeitsspiegel eine Pressung ausgeübt wird. Am Ende des Gefäfses befindet sich ein Rohransatz, der ein Rohr mit vielen gelochten Düsen trägt, durch welche bei Öffnung eines Hahnes das Petroleum fein verteilt austritt und gleichzeitig mit Luft gemischt wird. Dieses Gemenge entzündet sich an einigen vorhandenen Flammen, sodafs der ganze Feuerstrahl das Pflaster trifft und erweicht, infolge dessen die schadhafte Stelle leicht ausgebessert werden kann. Zur Vermeidung von Unglücksfällen ist der Brenner von einer trichterförmigen Haube umgeben, die fast bis an den Boden reicht. In Amerika wird dieser Kessel, ebenso wie die Dampf-Asphalt-Misch- und Kochmaschine vielfach verwendet.

Der natürliche Asphalt in seiner Verwendung im Strafsenbau. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 479, 495, 511, 527 u. 543.

Auszug aus der Broschüre vom Generaldirektor der französischen allgemeinen Asphaltgesellschaft W. H. Delano. „Twenty years practical experience of Natural Asphalt and Mineral Bitumen. London und New-York 1893." Es werden besonders behandelt: 1. Benennungen des Asphaltes und seiner Verbindungen; 2. Verwendung des Asphaltes; 3. Bau der Asphaltstrafsen; 4. Allgemeine Bemerkungen und Strafsenverkehr.

Asphaltierungen des Platzes vor der Nôtre-Dame-Kirche in Paris. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 580.

Genaue Beschreibung des angewandten Verfahrens. Nach dem Stampfen mit runden gufseisernen Stampfen von 15—20 cm Durchmesser erfolgte noch ein Abwalzen mit von zwei Mann gezogenen Walzen mit innerem Heizrost.

Über Pech-Makadam. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 3 u. 419.

Es wird auf die guten Erfolge der in Frankfurt a. M. gelegten Probestrecken und auf die Vorzüge: Geräuschlosigkeit, geringer Schmutz, geringe Abnutzung, hingewiesen und angeregt, zur Ermittelung der geeignetsten und billigsten Mischungsverhältnisse Versuche wie diejenigen des Asphaltplatten-Fabrikanten J. S. Kahlbetzer in Deutz-Köln anzustellen. In Budapest ergab die Besichtigung solcher Strafsen auch gute Resultate, nur wird hervorgehoben, dafs die geeignetere Zeit für die Prüfung nicht der Sommer, sondern der Winter sei.

Bedingungen für die Herstellung und Veränderung von Asphaltstrafsen in Berlin. Zeitschrift f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 1.

Es werden die für Berlin geltenden, auch im Auslande unter Anerkennung bekannt gewordenen Sonderbedingungen, wie sie sich nach jahrelangen Erfahrungen herausgebildet haben, mitgeteilt.

Eine Berliner Asphaltstrafse nach zwanzigjährigem Bestehen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 69.

Heizbare hohle Walzen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 501.

Von E. Dennison in San Franzisko wird eine mittels Petroleum-Gebläseflamme geheizte Walze für die Verlegung und Glättung von Asphaltpflaster angefertigt.

Asphaltplatten auf Betonunterlage. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 581. Eine Versuchspflasterung wurde in Paris vor kurzem ausgeführt.

Bericht der Nordamerikanischen Bundesregierung über Asphalt im Jahre 1893. Nach: Department of Interior United states geological Survey. J. W. Powell Director: Asphaltum in 1893 by Clifford Richardson and E. W. Parker. Extract from „Mineral Resources of the United States, Calender Year 1893", David T. Dag, Chief of the Division of Mining Statistics and Technology, Washington Government Printing Office 1894; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1895, S. 33, 51.

Es wird die Gewinnung des Asphaltes in Kalifornien, Utah und Kentucky, die sehr zugenommen hat (im Jahre 1882 wurden 3000 t im Betrage von 42000 M. gewonnen, während im Jahre 1893 die Gewinnung 47779 t im Werte von 1488928 M. aufwies), sowie die Verarbeitung und Benutzung eingehend besprochen. Von Interesse ist die Gewinnung des flüssigen Asphaltes in Kalifornien in der Las Conchas-Mine bei Santa Barbara in der Grafschaft gleichen Namens. Dieser flüssige Asphalt wird ebenso wie die Petroleum-Rückstände als Flufsmittel dem harten Asphalt zugesetzt. Seine Flüssigkeit ist die Folge seines Gehaltes an gummiartig nachgiebigen asphaltischen Ölen, die ihn weich erhalten.

Bericht der Nordamerikanischen Bundesregierung über Asphalt im Jahre 1893. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1895, S. 87; gewerbliche Verwendung S. 103, chem. Zusammensetzung, Ursprung und Geschichte des Asphaltpflasters S. 135, 153, 173 u. 251.

Das Bestreuen von Asphaltbahnen mit Kies. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1895, S. 132.

Dasselbe wird in Wien gehandhabt, nicht gerade zum Vorteil der Bahnen und des Verkehrs, für welche eine Bestreuung mit Sand oder Asche mehr zu empfehlen ist.

g. Anschlufs der Strafsenbefestigung an die Strafsenbahnschienen.

Wenig befriedigende Erfahrungen sind mit den Anschlüssen der verschiedenen Arten der Strafsenbefestigung an die Schienen der Strafsenbahnen gemacht worden. Besonders bei Asphalt- und Holzdecken ist dieselbe bis jetzt noch nicht vollständig gelungen. Die Verbesserungsbestrebungen verfolgen zwei Richtungen. Entweder wird das Anschlufspflaster zu verbessern, oder die Form der Schienen so zu gestalten gesucht, dafs ein guter Anschlufs möglich wird. Das Nähere hierüber, ebenso wie über die Reinigung der Strafsen mit Bahnschienen findet sich in nachstehender Litteraturbesprechung.

Litteratur.

Die Bedingungen für Anlage und Betrieb von Strafsenbahnen in Berlin. Deutsche Bauz. 1880, S. 263. Dieselben werden namentlich auch mit Rücksicht auf Anlage und Unterhaltung des Pflasters besprochen.

Einlegung von Bahngleisen in die Asphaltstrafsen Berlins. Baugewerksztg. 1880, S. 624, 641 u. 653. Da Pferdebahnen ihre Berechtigung aus mangelhafter Strafsenbeschaffenheit ableiten, hält Prof. Dietrich das Einlegen von Bahngleisen in Asphaltstrafsen für unrichtig.

Anschlufspflaster an die Pferdebahngleise in Asphaltstrafsen. Deutsche Bauz. 1880, S. 431.

Strafsenpflaster an Eisenbahn-Niveau-Übergängen. Deutsche Bauz. 1880, S. 562.

Die Reinigung der Berliner Strafsen mit Pferdebahngleisen. Berl. Kommunalbl. 1881, S. 130.

Dieselbe wird künftig von der Stadt besorgt, wogegen die Pferdebahn-Gesellschaft $^{3}/_{5}$ der für die betreffenden Strafsen erwachsenden Reinigungskosten ersetzt.

Der Umbau der oberitalienischen Landstrafsen mit Rücksicht auf die Einlegung von Strafsenbahngleisen. Sekundärbahn-Ztg. 1882, S. 411.

Besonders die geforderten Breitenmafse und die Einrichtung zur Abgrenzung der Bahn- und Strafsenfläche voneinander mittels einzelner Steinpfosten in je 2,5 m Abstand wird beschrieben.

Neuerungen an Strafsenbahnschienen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1884, S. 363.

Nach dem Patent No. 29412 von E. Willmann in Dortmund sollen an beiden Seiten des Schienenkopfes Verbreiterungen angebracht werden, welche wellenförmig gebogen sind, sich gut an das Pflaster anschliefsen und das Überfahren von Strafsenbahngleisen unter einem beliebigen Winkel ermöglichen.

Der Anschlufs des Steinpflasters an die Strafsenbahngleise. Deutsche Bauz. 1890, S. 37 und Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 38.

Daehr schlägt vor, Steine mit schrägen Seiten zu verwenden, die sich auf den Fufs der Strafsenbahnschiene aufsetzen.

Pflaster mit durch dasselbe gebildeter Spur. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 96.

In der Zeitschrift „Invention" (England) wird die Erfindung eines Herrn Arth. Pimm in Guilford als „Konkurrenz für die Eisenbahnen" bezeichnet, indem das Pflaster aufser für gewöhnliche Räder auch für solche mit stufenförmigen Radkränzen sich eignen soll. Das Pflaster besteht im wesentlichen aus einer Anzahl von eisernen Blöcken oder Schienen von geeigneter Länge und rechteckigem Querschnitt, sodafs sie leicht umgelegt werden können. Die Hauptstrafsen sollen zweigleisige Spuren erhalten und der Verkehr soll sich nach genauen Vorschriften bewegen. Dabei müssen die Räder mit Spurkränzen so breite Flanschen erhalten, dafs sie die Last zu tragen vermögen, wenn der Wagen die Spur verlassen hat.

Welche Erfahrungen haben die Strafsenbahnverwaltungen mit der Verwendung des Asphaltes und des Holzes als Pflastermaterial gemacht? Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 256, 269, 345 und 361.

Auf eine diesbezügliche Anfrage haben 18 Bahnverwaltungen geantwortet, von denen aber nur 5 beide Pflasterarten verwendet hatten. Alle sprechen sich jedoch ungünstig über das Asphaltpflaster bezüglich des Betriebes aus. Das Holzpflaster ist angenehmer, jedoch treibt es durch Quellen die Schienen leicht auseinander und in die Höhe. Oberingenieur Culin in Hamburg gelangt zu dem Resultat, dafs gegenwärtig noch mit beiden Pflasterarten gerechnet werden müsse, dafs Asphaltpflaster jedoch bei Bahnen mit Steigungen nur bis zu 0,6 bis 1% Steigung angewendet werden könne, Holzpflaster dagegen bis zu 3% Steigung Verwendung finden kann. Bei beiden Pflasterarten ist die Glätte zu beachten. An Haltestellen sollten Steinschwellen oder Steinpflasterungen eingelegt werden. Der Hufbeschlag könnte abgeändert und durch rechtzeitiges Sandstreuen die Glätte vermindert werden. Auch wären die Wagen zu verbessern durch Anbringung besser konstruierter elastischer Anzugsvorrichtungen und kraftsammelnder Bremsen. Asphaltpflaster sollte nicht bis an die Schienen reichen, weil es durch die darüber fahrenden Wagen zerstört wird. Ebenso haben sich Steinschwellen längs den Schienen als unpraktisch erwiesen. Besser haben sich Pflasterstreifen von 10—12 cm hohen und 10 cm breiten Granitsteinen oder Holzklötzen bewährt. In Hamburg werden Beischienen nach System Culin versucht. Dieselben sind ⊓-förmig und werden an die Fahrschienen angeschraubt. Das Holzpflaster mufs zwischen den Schienen 1 bis 1,5 cm höher als dieselben und mit einer Wölbung von 1,5 cm Pfeil verlegt werden, weil es sich bald abnutzt. Die Erneuerung mufs alle 4 bis 6 Jahre geschehen; daher stellt es sich etwas teuer.

Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 357.

Die Trambahn-Gesellschaft in Frankfurt a. M. hat sich gegen die Weiterverwendung von Holzpflaster zwischen den Schienen ausgesprochen, ebenso wie der Kongrefs der internationalen Vereinigung von Strafsenbahn-Gesellschaften in Hamburg 1891, weil Holz und Stahl nebeneinander unverträglich sind. Es wird dem Granitpflaster der Vorzug gegeben.

Oberbau für Gleise in gepflasterten Strafsen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 182.

Die vom Oberingenieur Walter Klatte der New-York-Centralbahn vorgeschlagene Vervollkommnung besteht in einem durchlaufenden Winkeleisen, das an der inneren Seite der Schienen so befestigt ist, dafs die Radflansche sie nicht berührt. Zweck derselben ist, den Anschlufs an das Strafsenpflaster zu vermitteln und den gewöhnlichen Fuhrwerken als Fahrschiene zu dienen. Bedenklich erscheint die tiefere Lage für das Hinüberfahren.

Gufseisernes Pflaster neben Strafsenbahngleisen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 221 u. 371; Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1894, S. 460.

Perrody empfiehlt für das Bettungspflaster der Strafsenbahngleise die Anwendung gufseiserner Blöcke von 25 cm Länge, 17,5 cm Breite und 15 cm Höhe. Dieselben sind hohl, mit Cement ausgefüllt und die oberen und unteren Flächen sind quadratisch gerillt, um dem Pferdehuf ein festeres Auftreten zu ermöglichen. Dieselben können also

einmal umgelegt werden. Der Preis für einen Block beträgt 1,65 M. Ob dieselben sich bewähren, wird wesentlich davon abhängen, ob sie sich wie Steinwürfel gut aneinanderschliefsen und fest stampfen lassen.

Stein-, Asphalt- und Holzpflaster in Strafsen mit Pferdebahnbetrieb. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 453, 469 u. 487.

b. Vergleich der verschiedenen Arten der Fahrbahnbefestigung. Unterhaltung und Verwaltung städtischer Strafsen.

Bei einer Vergleichung der verschiedenen Strafsenbefestigungsarten verdient in erster Linie die Pflege der öffentlichen Gesundheit durch Sauberkeit und Lärmdämpfung Berücksichtigung, sowie ferner die Schonung der Zugtiere und Fahrzeuge durch Verminderung der Stöfse und Erschütterungen und durch Vermeidung zu grofser Glätte. Aufserdem kommen in Betracht die mehr oder minder leichte Erneuerungs- und Ausbesserungsfähigkeit ohne zu grofse Verkehrsstörung und endlich die für die örtlichen Verhältnisse sich herausstellenden mehr oder minder grofsen Kosten.

Wenn daher ein unmittelbarer allgemeiner Vergleich der verschiedenartigen Pflasterarten nicht möglich erscheint, weil einerseits die vom Ortsgesundheitsrat, von den Anwohnern, den Fuhrwerksbesitzern[146]), den Vertretern der Tierschutzvereine[147]) u. s. w. gestellten Ansprüche zu verschiedenartig sind und dieselben sich zum Teil sogar widersprechen, andererseits die klimatischen und örtlichen Verhältnisse in Frage kommen, sodafs sich von den verschiedenen Gesichtspunkten aus sowohl Vorzüge als Nachteile für die verschiedenen Pflasterarten ergeben, die oft schwer gegeneinander abzuwägen sind, so kann doch bezüglich der für die gröfseren Städte Europas hauptsächlich in Frage kommenden Stein-, Holz- und Asphalt-Pflasterungen eine gewisse Klassenordnung mit Bezug auf die hauptsächlich erwünscht erscheinenden Eigenschaften festgestellt werden.

Nach Isaaks[148]) zeigt die Erfahrung, dafs entsprechend den gewöhnlich geltend gemachten Anforderungen folgende Reihenfolge für die erwähnten Pflasterarten sich ergiebt:

	No. 1	No. 2	No. 3
Hygiene	Asphalt	Granit	Holz
Reinlichkeit	Asphalt	Granit	Holz
Leichtigkeit der Ausbesserung	Asphalt	Holz	Granit
Lärmdämpfung	Holz	Asphalt	Granit
Sicherheit der Pferde	Holz	Asphalt	Granit
Anschlufs an die Schienen der Strafsenbahnen	Granit	Holz	Asphalt
Dauer	Granit	Asphalt	Holz
Ökonomie	Granit	Holz	Asphalt.

Was die „Ökonomie“, also den Kostenpunkt anbelangt, so kann für diesen Punkt die von Isaaks für die Städte Englands festgestellte Reihenfolge nicht ohne weiteres allgemein angenommen werden, sondern es wird sich dieselbe nach den Ortspreisen

[146]) Vergl. u. a.: Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1887, S. 157; 1891, S. 423; Deutsche Bauz. 1890, S. 232; 1892, S. 88.

[147]) Der Fuhrhalter 1887, No. 33, 34 u. 35; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1887, S. 219 und 228.

[148]) Nouv. ann. de la constr. 1894, Okt. S. 155; Le génie civil 1894, II, S. 15; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 157; Schweiz. Bauz. 1894, II, S. 135.

für die Materialien, die Erneuerung und Unterhaltung, sowie nach dem Grade der Abnutzung richten. Hat man daher für einen bestimmten Ort über diese Gröfsen ein zuverlässiges Urteil erlangt, so kann man eine nicht blofs auf die verschiedenen Pflasterarten, sondern auch auf verschiedenes Material ein und derselben Pflasterart bezügliche Rentabilitätsrechnung aufstellen, welche das für die betreffende Strafse finanziell vorteilhafteste Material bezw. die vorteilhafteste Pflasterart ermitteln läfst.

Statt, wie es seither bei den Stadtverwaltungen allgemein üblich war, sich darauf zu beschränken, diejenigen Kosten zu berechnen, welche während einer bestimmten Zeitperiode (etwa bis zur notwendig werdenden vollständigen Umpflasterung) durch Neubau und Unterhaltung entstehen und daraus die durchschnittliche Jahresausgabe zu ermitteln, erscheint es empfehlenswert, nach Dietrich[149]) dasjenige Kapital zu berechnen, welches 1. zur Herstellung des ersten Neubaues, 2. zur Ausführung der gröfseren Ausbesserungen in gewissen Zeitabschnitten und 3. für die laufenden Ausbesserungen und Reinigungsarbeiten erforderlich ist.

Bezeichnen N die Neubaukosten, R_1, R_2, R_3 ... die Kosten der einzelnen aufeinanderfolgenden Ausbesserungen, N_1 die Kosten derjenigen späteren Hauptausbesserung, welche den Neubaukosten gleichkommt und eine neue Periode von kleineren Reparaturen R'_1, R'_2 ... beginnen läfst, t_1, t_2, t_3 ... die Anzahl Jahre vom Neubau bis zu den einzelnen kleineren Reparaturen R_1, R_2 ..., t_n die Anzahl Jahre vom Neubau bis zur Hauptausbesserung N_1; z den Zinsfufs, U die laufenden jährlichen Unterhaltungskosten, K_n dasjenige Kapital, welches mit seinen Zinsen die Neubaukosten und die späteren Hauptausbesserungen N_1 zu bestreiten hat, K_1, K_2, K_3 ... diejenigen Kapitalsummen, welche nach t_1, t_2 ... Jahren die Beträge R_1, R_2, R_3 ... anzusammeln gestatten, K_u das zur Bestreitung der laufenden Unterhaltungs- und Reinigungskosten erforderliche Kapital, so wird das zur Bestreitung aller Ausgaben notwendige Kapital K gleich der Summe aller genannten Einzelkapitalien sein, also:

$$K = K_n + K_u + K_1 + K_2 + K_3 + \ldots$$

und die wirkliche Jahresausgabe ergiebt sich zu:

$$A = \frac{z}{100} K = \frac{z}{100} (K_n + K_u + K_1 + K_2 + K_3 + \ldots)$$

Das Kapital K_n berechnet sich aus der Überlegung, dafs der nach Abzug der Neubaukosten verbleibende Betrag $(K_n - N)$ auf Zinseszins angelegt, nach t_n Jahren um N_1 gekürzt, wiederum den Betrag $(K_n - N)$ ergeben mufs, damit in weiteren t_n Jahren wieder die Summe N_1 unbeschadet späterer Hauptausbesserungen entnommen werden kann, also:

$$(K_n - N)\left(1 + \frac{z}{100}\right)^{t_n} - N_1 = (K_n - N),$$

woraus:

$$K_n = \frac{N_1}{\left(1 + \frac{z}{100}\right)^{t_n} - 1} + N.$$

Das Kapital K_1 mufs nach t_1 Jahren und später jedesmal nach $t_n + t_1$ Jahren den Betrag R_1 entnehmen lassen, also:

$$\left[K_1\left(1 + \frac{z}{100}\right)^{t_1} - R_1\right]\left(1 + \frac{z}{100}\right)^{t_n} - R_1 = \left[K_1\left(1 + \frac{z}{100}\right)^{t_1} - R_1\right],$$

woraus:

$$K_1 = \frac{R_1\left(1 + \frac{z}{100}\right)^{t_n - t_1}}{\left(1 + \frac{z}{100}\right)^{t_n} - 1}, \text{ ebenso: } K_2 = \frac{R_2\left(1 + \frac{z}{100}\right)^{t_n - t_2}}{\left(1 + \frac{z}{100}\right)^{t_n} - 1}.$$

---

[149]) Dietrich. Die Baumaterialien der Steinstrafsen. Berlin 1885. S. 41 und Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1884, S. 360 u. 366.

K_u endlich ist durch:

$$K_u = \frac{100}{z} U$$

bestimmt, wenn die Unterhaltungskosten in den einzelnen Zeiträumen als gleich grofs angenommen werden können. Gewöhnlich ist dies aber nicht der Fall und dann empfiehlt es sich, zu den Kosten der einzelnen Hauptausbesserungen je eine so hohe Summe hinzusetzen, dafs dieselbe trotz fortlaufender Verzinsung durch Kürzung um die Jahresunterhaltungskosten am Ende der Periode verbraucht ist, also einer gleichmäfsig oder ungleichmäfsig steigenden Rente entspricht, um deren Kapitalbetrag die Gröfsen R_1, R_2, R_3 . . . zu vergröfsern sind. Schliefslich kann noch der Wert des nach t_n Jahren auszuwechselnden Materials in Ansatz gebracht werden.

Die nachstehende Litteraturbesprechung berücksichtigt die Pflasterungen verschiedener Grofsstädte, das geräuschlose Pflaster und die Kundgebungen für und wider das Holz- und Asphaltpflaster, sowie den Hufbeschlag und die Beschaffenheit des Strafsenpflasters mit Beziehung auf die Zugtiere.

Litteratur.

1. Allgemeines über städtische Pflasterungen.

Vergleichende Studie über die Anlage und Unterhaltung der Pariser Fahrstrafsen und Fufswege, von J. B. Dumas. Nouv. ann. de la constr. 1878, S. 168; 1879, S. 21, 99 u. 150.

Die Umpflasterung der Potsdamer Strafse in Berlin und ihre Herstellung als Asphaltbahn mit zwei Pferdebahngleisen. Baugewerksztg. 1879, S. 603.

Die Umpflasterung des Pariser Platzes in Berlin. Verwaltungsbericht des Magistrates f. 1880, No. XVII, S. 6.

Mitteilungen über das Budapester Strafsenpflaster, von Seefehlner. Zeitschr. f. Bauk. 1879, S. 310; 1880, S. 477.

Das Strafsenpflaster unserer grofsen Städte. Die Stadt 1880, S. 115. Besprechung von Ed. Braun, der als Material gebrannten Thon empfiehlt.

Das Strafsenpflaster der Grofsstädte Englands. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 300, 324 und 335. Reisebericht von H. Keller.

Die Neupflasterungs- und Unterhaltungskosten von Strafsendämmen. Baugewerksztg. 1881, S. 363.

Es wird darauf hingewiesen, dafs bei Neupflasterungen die Strafsendämme zu Gunsten der Fufswege und etwaiger Baumpflanzungen verschmälert werden sollten.

Geologische Profile der Strafsen in Wien werden mitgeteilt. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1881, S. 116.

Rentabilitätsberechnungen über die vorteilhaftere Verwendung von Steinschlagbahnen oder Pflaster, von Egon Zöller. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1882, S. 356.

Die Anlage und Pflasterung der Budapester Strafsen und Plätze. Zeitschr. f. Bauk. 1882, S. 75. Besprechung von Seefehlner nach amtlichen Mitteilungen.

Die Strafsenpflasterung von Königsberg. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1883, S. 20.

Stein-, Holz- und Asphaltstrafsen in Washington. Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 143.

Die Asphalt- und Steinpflasterungen erfuhren eine Vermehrung, das Holzpflaster dagegen eine Verminderung. Die Herstellung der Asphaltstrafsen wird ausführlich besprochen.

Die Befestigung von Strafsen in verkehrsreichen Städten mit besonderer Bezugnahme auf London und Paris. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1884, S. 464 u. 473. Vortrag des Stadtbauinspektors Gottheiner.

Die Anforderungen an ein gutes Pflaster, die allerdings seither keine Pflasterungsart erfüllt, werden folgendermafsen festgestellt: 1. die Oberflächengestaltung soll möglichst eben sein, sodafs die Räder möglichst wenig Widerstand; die Pferde aber hinlängliche Sicherheit gegen Ausgleiten finden, 2. Herstellungsweise und Material müssen eine thunlichst lange Erhaltung eines guten Zustandes der Oberfläche und eine gleichmäfsige Ab-

nutzung gewährleisten, 3. das Pflaster mufs wasserdicht gegen den Untergrund abgeschlossen sein, 4. die Oberfläche mufs eine leichte und vollständige Reinigung gestatten, 5. die Ausbesserungen sollen möglichst geringe Verkehrsstörungen bedingen, 6. die Herstellungs- und Unterhaltungskosten sollen möglichst gering, die Unterbettung soll vom Pflaster selbst unabhängig und vom Verkehr gar nicht, oder nur sehr wenig abnutzbar sein.

Bericht Sachverständiger über die Pflasterungen in Philadelphia. Engng. news 1884, S. 61; Nouv. ann. de la constr. 1884, S. 171; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1885, S. 189 u. 200.

Die Berliner Strafsenpflasterungen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1884, S. 231. Vortrag von Ingenieur Gräpel.

Das Strafsenpflaster in amerikanischen Städten. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1885, S. 189 u. 200 und 1887, S. 252.

Über Strafsenpflasterungen in Städten. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1885, S. 263.

Pflasterungen in St. Louis. Engng. news 1885, S. 355; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1885, S. 311. Das Holzpflaster soll entfernt und durch Stein oder Asphalt ersetzt werden.

Übersicht der Pflasterungsarten in Wien. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1885, S. 38.

Die Strafsenbefestigungen von Budapest. Deutsche Bauz. 1885, S. 77; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1887, S. 5.

Unsere Strafsen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenbau 1886, S. 108.

Von Prof. R. H. Smith in Birmingham wird der Vorschlag gemacht, alle Strafsen mit entsprechend vielen Gleisen von der Normalachsbreite als Spurweite zu versehen und dazwischen möglichst rauhes Pflaster für die Zugtiere anzubringen.

Über die Fortschritte des Ingenieur-Wesens. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1886, S. 194.

Nach einem Jahresbericht von Henry Flad in der Americ. Society of Civ.-Eng. 1886, S. 195, in welchem auch die Pflasterfrage zur Besprechung gelangt.

Die städtischen Strafsenanlagen in Frankfurt a. M. Deutsche Bauz. 1886, S. 531.

Das Wiener Strafsenpflaster. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1886, S. 283. Es wird besonders das Geräuschvolle des Steinpflasters hervorgehoben.

Die Strafsen von St. Petersburg. Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 437 und Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1887, S. 11, 91 u. 99. Es wird u. a. der mangelhafte Zustand des Pflasters besprochen.

Über Strafsenpflasterung. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1887, S. 123, 131, 140, 149, 155.

Eine Besprechung über die beste Pflasterung für Stadtstrafsen mit beschränktem Verkehr. Als beste Pflasterungen werden die geräuschlosen und wenig Staub und Schmutz erzeugenden bezeichnet, also Asphalt-, Holz- und Keramitpflaster.

Zur Frage der Pflasterung in gröfseren Städten. Mem. et comptes rendues des trav. de la Société d. Ing. civ. 1885, S. 166; Wochenbl. f. Bauk. 1887, S. 214, 282, 499; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1887, S. 156 u. 164.

Über den Strafsenbau Amerikas und andere städtische Aufgaben. Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1887, S. 188. Ansprache des Präsidenten der amerikan. Gesellschaft der Civil-Ingenieure Colonel Henry Flad in der Stadt Denver (Kolorado).

Übersicht der verschiedenen Pflasterarten in Berlin. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1887, S. 36 u. 68.

Die Strafsen von New-York. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1887, S. 236.

Der schlechte Zustand derselben wird durch das häufige Aufreifsen des Pflasters zur Legung der verschiedenen Leitungsnetze erklärt und daher Untertunnelung vorgeschlagen.

Die Vertragsbedingungen für die neuen Pflasterungen in Philadelphia. Engng. news 1887, S. 39. Dieselben sind nebst Zeichnungen und Mafsangaben wiedergegeben.

Über die beste Pflasterungsmethode. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 70.

Mit Rücksicht auf die vielen vorliegenden Bittschriften, die neu zu pflasternden Strafsen in Berlin mit Asphalt zu belegen, hat sich Hobrecht dahin ausgesprochen, dafs man die 20jährige Garantiezeit der Unternehmer abwarten müsse, bevor man sich endgiltig für das Asphaltpflaster entscheiden könne. Vorläufig müfste sowohl Stein- wie Asphaltpflaster angewendet werden und zwar so, dafs in den Parallelstrafsen damit abgewechselt wird. Zugegeben kann schon jetzt werden, dafs Asphalt sich im allgemeinen billiger stellt, als Stein. Die alten Bezugsquellen für Asphalt können noch nicht aufgegeben werden.

Vergleichung der Strafsenabdeckungen in Wien und in Berlin. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 148.

Über Strafsenbefestigung. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 269.

Auf dem Kongrefs für Gesundheitspflege in Frankfurt a. M. hielt Dr. Blasius aus Braunschweig einen Vortrag über obigen Gegenstand und die Versammlung nahm folgende Sätze an: 1. Jede Strafse ist auf möglichst reinem, von organischen und sonstigen schädlichen Stoffen freien, gut entwässerten Boden anzulegen; 2. der Untergrund der Strafse, entweder gewachsener oder aufgeschütteter Boden, ist möglichst fest herzustellen, unter Anwendung der nötigen Vorsichtsmafsregeln gegen Brüche der in den Strafsenkörper zu legenden Leitungen (Gas-, Wasser-, Kanal-, Telegraphen-, Telephon-, Rohrpost- etc. Leitungen); 3. die Strafsenoberfläche soll möglichst eben, bezw. regelmäfsig gekrümmt, möglichst wasserundurchlässig und möglichst fest sein, damit das Wasser rasch abfliefst, der Untergrund nicht verunreinigt wird, die Strafsenreinigung rasch und gründlich geschehen kann und wenig Schmutz und Staub entsteht. Aufserdem soll die Oberfläche derart sein, dafs durch den Verkehr möglichst wenig Geräusch entsteht.

Über Strafsenbau und Unterhaltung öffentlicher Wege in Dresden. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 169.

Die neuen Strafsen von Budapest. Ann. des ponts et chaussées 1888 II., S. 59.

Dieselben werden sowohl nach der Art ihrer Be- und Entwässerung, als auch in Betreff ihrer Befestigung beschrieben, wobei das Keramitpflaster eingehende Behandlung erfährt.

Steinpflaster, Asphaltpflaster und Holzpflaster. Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 15. Eine vergleichende Studie von Pinkenburg.

Strafsenverkehr und Strafsenpflaster. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 23 u. 53. Es wird das Stein-, Holz- und Asphaltpflaster vergleichend besprochen.

Pflasterkitt. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 44.

In Frankfurt a. M. sind gute Erfahrungen mit dem vom Granitwerk „Melibokus" A. H. Wendt in Zwingenberg, im Verein mit der „Chemischen Fabrik Oos", Inhaber Dr. Hoffmann & Co. in Baden-Baden, hergestellten Pflasterkitt gemacht worden.

Das Makadam-Pflaster. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 44.

Es wird für Budapest und Wien auf die Nachteile des Makadam hingewiesen und der Einführung von geräuschlosem Pflaster (Holz oder Asphalt) das Wort geredet.

Die Herstellung und Unterhaltung der Strafsen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 161.

Vortrag des Civilingenieurs George R. Strachau in Chelsea im Ing.-Ver. zu London. Derselbe hebt hervor, dafs die neue Richtung des Strafsenbaues von derjenigen Mac-Adams in drei Punkten abweiche, 1. in der Art der Bettungen; 2. in der Anwendung der Bindemittel; 3. in der Art der Pflasterung selbst. Makadamisierte Strafsen kommen daher neuerdings für Städte und für grofsen Lastverkehr nicht mehr in Frage. Das Richtigste sei, die Bettung des Pflasters zum eigentlich tragenden Teil der Strafse zu machen und das Pflaster als eine der Abnutzung unterworfene Bekleidung anzusehen.

Der Einflufs des Frostes auf Strafsenbefestigungen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 197.

Die Durchlässigkeit der Fugen, welche bei jeder Pflasterart als hauptsächlichste Ursache für Frostschäden anzusehen ist, sollte möglichst vermieden werden.

Die Unterbettung des Strafsenpflasters. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 172, 269 u. 375.

Es wird hervorgehoben, dafs die Unterbettung aus durchlässigem Material herzustellen sei, das sich aber durch Wasseraufnahme nicht erweichen darf, woher Kies und Quarzsand als geeignetste Materialien empfohlen werden.

Über Strafsenbau und Strafsenunterhaltung in London. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 411. Mitteilungen von A. de Slavin.

Verschiedene Befestigungsarten für städtische Strafsen. Bericht des Oberingenieurs Schück in Karlsruhe. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 279, 292, 305, 317, 329, 342.

Es werden die verschiedenen Befestigungsarten und ihre Kosten besprochen, der jährliche Gesamtaufwand in allgemeiner Form berechnet und die bezüglichen Gröfsen für Karlsruher Verhältnisse in einer Tabelle zusammengestellt. Schück kommt zu dem Schlufs, dafs Pech-Makadam und Steinpflaster mit Asphaltausgufs sich für Karlsruhe am besten empfehlen.

Pflasterausführungen in New-York. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 233.

Für Strafsen mit stärkstem Verkehr wird Granitpflaster auf Betonbettung mit ausgegossenen Fugen empfohlen, dem eine 15jährige Dauer zugesprochen wird. Für Strafsen mit geringerem Verkehr wird dem Asphalt der Vorzug gegeben. Die bei amerikanischen Strafsenbahnen übliche Mittelschiene wird verworfen, da sie vorsteht. Dieselbe sollte mindestens durch eine Rillenschiene, welche in der Höhe der Pflasteroberkante liegt, ersetzt werden.

Die Strafsenbaumaterialien der Stadt Paris. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 270.

Urteil über europäische Strafsenpflasterung und Trambahnanlagen in der amerikanischen Fachpresse. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 328.

Es wird das Pflaster allenthalben gelobt, auch die Strafsenwaschmaschine Herkules von A. Hentschel in Berlin.

Die Pflasterungsfrage in Detroit (Amerika). Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 365.

5 Millionen Dollars verwendet und keine Anerkennung in der Fach- und Tagespresse. Die Nicholson-Pflasterung hatte zum Teil eine Dauer von 12 Jahren. Cedernholz 8 Jahre, keine Konkret-Unterbettung, cylindrische Klötze auf Sand!

Strafsenpflasterung in New-York. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 366.

Steinpflasterung bevorzugt, daneben jetzt Asphalt. Das Pflaster im allgemeinen schlecht und weil es oft der unterirdischen Leitungen wegen aufgerissen wird. — S. 376. Seyssel-Asphalt wird von E. H. Wootton verwendet.

Amerikanisches Gutachten über Strafsenpflasterungen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 158 u. 173.

Das Pflasterungsproblem. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 280. Wiedergabe eines in den Engng. news veröffentlichten Vortrages von J. W. Howard.

Ausführungen von Strafsenpflaster in London. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 397.

Ausführungsvorschriften für die Pflasterarbeiten in Liverpool. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 421.

Strafsenpflasterungen in Mainz. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 279.

Strafsenbefestigungen in Paris. Sanitary engineer 1890, Aug. S. 196; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 157 und Deutsche Bauz. 1890, S. 384.

Strafsenpflasterung und Strafsenbauwesen in München. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 289; 1891, S. 13.

Makadam-Strafsen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 191.

Nach Engng. and Building Rec. wird ein Bericht des Ing. James Owen in Essex, New-Jersey, über Erfahrungen mit Makadam-Strafsen in Brooklyn, Belleville und in den Distrikten von Orange wiedergegeben.

Mitteilungen aus dem Pflasterwesen einiger Grofsstädte, von C. Merkel. Deutsche Bauz. 1891, S. 317 u. 331.

Anknüpfend an die im Jahre 1771 preisgekrönte Abhandlung des damaligen Regimentsquartiermeisters Thinckel über Pflasterungen werden die Fortschritte des Pflasterwesens der neueren Zeit besprochen und die hauptsächlichsten Pflasterarten in Liverpool, London und Paris nach den Mitteilungen der amerikanischen Zeitschrift Engng. and Building Rec. vorgeführt.

Das Berliner Strafsenbauwesen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 42.

Das Strafsenbauwesen in Frankfurt a. M. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 29.

Das Strafsenpflaster in St. Louis. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 133.

Technische Vorschriften für die Ausführung von Strafsenbauarbeiten in Boston. Engng. Rec. and Sanitary eng. 1891, Aug. S. 136.

Einführungsbestrebungen für geräuschloses Pflaster in München. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 423; Deutsche Bauz. 1892, S. 88.

Strafsenbauliche Eindrücke in Magdeburg. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 93.

Der gröfste Teil der unterirdischen Rohrleitungen konnte unter die asphaltierten Fufswege gelegt werden. Asphalt findet sich nur gegenüber dem früheren Bahnhof, sonst sind die Strafsen mit Stein gepflastert.

Geräuschlose Pflasterungen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 209 u. 221; 1892, S. 37, 213, 405, 422 u. 437; Schweiz. Bauz. 1892, I, S. 74.

Strafsenbauliches aus Köln. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 1 u. 213.

Unsere heutigen Strafsenpflasterungen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 25 u. 39.
Die allgemeinen Gesichtspunkte werden besprochen.

Der Einflufs der Beschaffenheit des Strafsenpflasters auf den Wert der anliegenden Grundstücke. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 341.

Die verschiedenen Strafsenabdeckungen. Engng. news 1892, I, S. 483.
Der Umfang und die Verwendung von Steinpflaster, Makadam, Asphalt, Holz, Klinker u. s. w. in den 7 gröfsten Städten von Nordamerika wird besprochen.

Die Ausführung der Pflasterungen in Wien nach den bauamtlichen Berichten. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 325 u. 359.

Mitteilungen aus dem Pflasterwesen von St. Louis. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 86.

Die Strafsenverhältnisse zu Frankfurt a. M. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 485.
Vortrag von Dehnhardt mit ausführlicher Besprechung der verschiedenen vorkommenden Pflasterarten.

Zur Frage der geräuschlosen Pflasterung in München. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 118.

Über Strafsenpflasterungen in Boston und anderen amerikanischen Städten. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 349.
Aufser den allgemeinen Betrachtungen ist eine Tabelle von Interesse, welche den Anteil verschiedener Pflastergattungen in Washington, St. Louis, Chicago, Buffalo, New-York, Philadelphia und Boston, in Prozenten ausgedrückt, für das Jahr 1890/91 mitteilt.

Strafsenpflaster in Salt-Lake-City. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 559.
Die Strafsen haben die bedeutende Breite von 28 m zwischen den Bordsteinen. Die Fahrbahn ist in mehrere Streifen zerlegt, die teils mit Asphalt, teils mit Steinpflaster befestigt sind. Eingehende Beschreibung mit Abbildungen.

Strafsenbaumethoden und Kosten in Newton (Massachusetts). Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 429.

Befestigung der Strafsen in London und Liverpool. Engng. 1892, II, S. 112, 143, 188; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 129, 145, 164 u. 183.
Es werden Makadam, Stein-, Holzpflaster und Asphalt einer Kritik unterzogen, die für Makadam und Steinpflaster der bekannten Mängel wegen (Staub, Schlamm, teure Unterhaltung bezw. Lärm und Glätte) ungünstig ausfällt. In Liverpool wurde von Deacon und seinem Nachfolger Duncombe vor 20 Jahren ein Granit- und Syenitpflaster mit sehr dichten Fugen hergestellt. Die Folge war eine ganz bedeutende Verminderung des Geräusches. Dieses Pflaster, das auf einem kräftigen Betonbett ruht, wird für schweren Verkehr als das dauerhafteste und beste hingestellt. Lasten von mehr als 60 Tonnen sind auf gewöhnlichen Lastwagen durch die Liverpooler Strafsen gefahren worden, ohne dafs die Fahrbahn, die Bettung, die Gas-, Wasser- oder Kanalleitungen gelitten hätten. Das 15 cm starke Betonbett wird von den Ingenieuren als die eigentliche Strafsenbefestigung angesehen, welche die Verkehrsbelastung aufnimmt, der Strafse Widerstandsfähigkeit verleiht und Menschenalter überdauert. Die Steinbahn ist nur als die stets zu erneuernde Deckschicht anzusehen. Das Holzpflaster wird bezüglich der Fugenweite ausführlich besprochen.

Strafsenbau und Strafsenunterhaltung. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 33.
Die Verhältnisse in Paris und London werden nach der Broschüre: „Studien zur Strafsenhygiene etc.“ von Dr. Th. Weyl besprochen.

Undurchdringliches Strafsenpflaster. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 560.
Dr. Chancellor, der Sekretär des Staatsgesundheitsamtes von Maryland, spricht sich deshalb gegen das Asphaltpflaster aus, weil es den Zutritt der Luft zum Untergrunde absperrt und dadurch den natürlichen Prozefs der Selbstreinigung des Bodens verhindert. Das dürfte wohl nur dort zutreffen, wo die Abwässerkanäle undicht hergestellt und Senkgruben gestattet werden, da sonst gerade undurchlässige Pflasterungen alle Unreinigkeiten vom Untergrunde abhalten, während die durchlässigen Pflasterarten dem Boden mehr Unreinigkeiten zuführen, als durch den geringen Zutritt der Luft gereinigt werden kann.

Das Strafsenpflaster der grofsen Städte Englands. Nouv. ann. de la constr. 1894, Okt. S. 155; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 157.

Vortrag von Lewis H. Isaaks in der englischen Gesellschaft der Künste. Es werden die allgemeinen Bedingungen für ein gutes Pflaster und die verschiedenen in englischen Städten zur Anwendung gekommenen Pflasterarten besprochen.

Das Berliner Normal-Strafsenprofil. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 38.

Auch die Verteilung der verschiedenen Rohrleitungen unter Fahrdamm und Fufswegen wird angegeben.

Über die allgemeinen Bedingungen und Vorteile eines guten Strafsenpflasters. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 373.

Die Bedeutung guter Strafsenpflasterungen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 389 u. 405. Vortrag von Major Howard, der ein Bild von den amerikanischen Strafsen entrollt.

Pflasterung und Bewässerung der Bostoner Strafsen im Jahre 1893. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1895, S. 17.

Bericht der Strafsen-Baubehörde nach „Engng. news". 33% der Strafsen sind Kiesstrafsen, 37% Makadam, 10% Chaussierung nach Telford, 1,44% Asphalt, der Rest Steinpflaster. Betonunterbettung und dichte Fugen werden für das Steinpflaster als Vorzug hervorgehoben und den Steinen 9—11,5 cm Breite, 23—36 cm Länge und 18—20 cm Höhe gegeben.

Auszug aus dem Verwaltungsbericht der Stadt Berlin zum 1. April 1894. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1895, S. 115.

Es waren 5233352 qm gepflasterte Strafsen, darunter mit Asphalt 1071121 qm, mit Holz 61487 qm, während der Rest durch Steinpflaster gebildet wird. Für Unterhaltung des Pflasters wurden 657058 M. verausgabt gegenüber 651615 M. im Vorjahr.

Die Entwickelung der Berliner Strafsenpflasterungen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1895, S. 119.

Seit der Übernahme der städtischen Strafsenunterhaltung durch die Gemeinde am 1. Jan. 1876 sind 3323616 qm mit gutem Pflaster versehen worden, also durchschnittlich 184645 qm jährlich. Unter Voraussetzung gleicher Verhältnisse für die nächste Zukunft würde es aber noch 15 Jahre bedürfen, bis das Ziel der Herstellung eines guten Pflasters auf allen Strafsen erreicht sein wird.

Über Bau, Unterhaltung und Reinigung der Strafsen Wiens. Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1895, S. 193, 211, 231.

An Stelle des Granits wird immer mehr geräuschloses Pflaster eingeführt. Für das zur Fugenausfüllung benutzte Material waren Probestrecken hergestellt worden, die ganz interessante Ergebnisse aufweisen.

2. Holz oder Asphalt?

Zur Pflasterfrage. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1886, S. 124; Wochenbl. f. Bauk. 1887, S. 214, 270, 282 u. 392. Vergleiche zwischen Holz und Asphalt.

Zur Frage der Holz- und Asphaltpflasterung. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 61, 89 u. 97.

Bauinspektor Debnhardt stellt fest, dafs in Magdeburg, Berlin, Breslau und Prag das Holzpflaster sich nicht hat einbürgern können. In günstigen Fällen dürfte dasselbe eine Dauer von 6—8 Jahren aufweisen. Er stellt das Asphaltpflaster als das Zukunftspflaster für gröfsere Städte hin, wenn es gelingen sollte, die Glätte desselben zu vermindern, da es eine ebene Oberfläche, Ersparnis an Wagen und Pferden, schnelle Herstellungsweise, einfache Ausbesserung, lange Dauer und Wiederverwendbarkeit der Materialien biete. Demgegenüber wird von anderer Seite auf das Urteil des Herrn Alphand für Paris hingewiesen und dem Holzpflaster das Wort geredet.

Zur Holz- und Asphaltpflasterfrage. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 173, 205, 325 u. 337; 1891, S. 209 u. 221.

Es werden von verschiedenen Seiten die Vorteile und Nachteile des Holz- und Asphaltpflasters erörtert und die Gründe für eine gröfsere Beliebtheit des ersteren in Paris und London, des letzteren in Berlin besprochen. Hiervon mag hervorgehoben werden, dafs in London die Witterung im allgemeinen für Holzpflaster günstig zu nennen ist, da keine schroffen Temperaturwechsel vorkommen, während der häufige Nebel das Asphaltpflaster glatt und schlüpfrig macht.

Weitere Ausbreitung des geräuschlosen Pflasters in Köln. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 213.

Im Centrum Kölns breitet sich das Stampfasphaltpflaster immer mehr aus und wird demselben vor dem Holzpflaster der Vorzug gegeben, welches nur auf kurzen Strecken vor Schulen, Kirchen u. s. w., sowie in Strafsen mit gröfseren Steigungen als 1% verlegt wird.

Über geräuschloses Pflaster, insbesondere über Asphaltpflaster. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 405, 422 u. 437.

Beachtenswerter Aufsatz vom Landrat a. D. Schubarth-Berlin, in welchem auch eine Tabelle mitgeteilt wird, welche die in 11 deutschen u. österr. Städten bis zum 1. April 1891 vorhandene, in Asphalt und Holz gepflasterte Strafsenfläche in qm angiebt.

Über geräuschloses Strafsenpflaster in Paris. Schweiz. Bauz. 1892, I, S. 44, 51 u. 73; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 421.

Den verschiedenen Meinungen über die gröfsere Beliebtheit des Asphalt- oder Holzpflasters in Paris werden die vom Chef-Ingenieur für Brücken- und Strafsenbau in seinen Berichten mitgeteilten Zahlen gegenübergestellt, nach denen der am 1. Januar 1890 für Asphalt zu 3,5% der Gesamtpflasterungen angegebene Anteil in den folgenden Jahren (3,6% für 1891, 3,7% für 1892) ziemlich konstant geblieben ist, während der Anteil der Holzpflasterungen von 5,7% auf 6,8% gestiegen ist. Von allen in den Jahren 1890 und 1891 ausgeführten Pflasterungen sind 66% in Holz, 25,3% in Stein und nur 13% in Asphalt ausgeführt worden.

Über Asphalt- und Holzpflaster in Berlin. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 69, 85, 101, 119, 139, von Landrat a. D. Schubarth.

Es werden die Nachteile des Holzpflasters gegenüber dem Asphaltpflaster eingehend erörtert.

Geräuschloses Strafsenpflaster und Wurlitzpflaster. Gesundheits-Ing. 1894, S. 149.

Geräuschloses Pflaster. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 21 u. 53.

In dem ersten Aufsatz werden die Vorzüge des Holzpflasters in etwas parteiischer Weise hervorgehoben. Die Berichtigung spricht sich ebenfalls nicht ungünstig über das Holzpflaster aus und unterstützt besonders die Anschauung, dafs Holzpflaster weniger stäube, als Asphalt und teilt ferner verschiedene Äufserungen der Londoner und anderer Sachverständigen mit, wonach richtig verlegtes Holzpflaster entschieden zu begünstigen sei.

Über geräuschloses Pflaster. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 291.

Nach Prof. Huberti in Brüssel werden die schlechten Eigenschaften des Holzpflasters, besonders in engen, feuchten Strafsen und auf Droschkenhalteplätzen hervorgehoben, während Asphalt als gesund und staubfrei hingestellt wird.

Asphalt- oder Holzpflaster. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 259, 275, 293, 310, 326, 343.

Wiedergabe der Verhandlungen im Münchener Magistrat, welche mit einem Siege der Freunde des Holzpflasters endeten, sodafs das letztere versuchsweise Einführung erfahren soll.

Asphalt- und Holzpflaster. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 438.

Bericht der Erörterungen in einer Londener Stadtrats-Sitzung, in welcher das Holzpflaster im Gegensatz zum Asphaltpflaster eine abfällige Beurteilung erfuhr.

3. Das Strafsenpflaster mit Bezug auf die Zugtiere. Hufbeschlag.

Über den besten Hufbeschlag für Asphaltstrafsen. Prot. d. württ. Ver. f. Bauk. 1879, Heft 1, S. 33–40.

Die Pflege der Hufe und das Beschlagen der Pferde. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1887, S. 14 u. 26.

Zum Einfetten wird Lanolin empfohlen. Die Stollen seien verwerflich. Die grofse Londoner Omnibus-Gesellschaft läfst die Hufeisen nicht nur nicht mit Stollen versehen, sondern die Eisen selbst vorn und hinten dünner machen.

Patent-Hufeisen mit auswechselbarem Griff. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1887, S. 164.

Schrauben- oder Steckstollen zum Auswechseln sind bereits seit längerer Zeit als gut verwendbar anerkannt. Bei plötzlich auftretendem Frost ist ferner die Erfindung des Hufbeschlagmeisters Hirsch in Hosterwitz gut zu verwenden, indem an Stelle des stumpf gewordenen Griffes ein neuer, scharfer eingesetzt wird oder umgekehrt. Bei der Dresdener Strafsenbahn wird diese Erfindung mit Erfolg benutzt.

Beckmann'sches Hufpolster. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1887, S. 47, 191; 1888, S. 84.

Die Verwendung desselben ist seitens des Kaiserl. Postfuhramts zur Erhöhung der Sicherheit der Pferde auf Asphalt und bei Glatteis angeordnet worden. Dasselbe besteht aus einem korkartigen aus einem brasilianischen Faserstoff geflochtenen Polster, das in die Hufeisen eingeschoben wird. Die grofse Berliner Pferdebahn-Gesellschaft verwendet zu demselben Zweck Polster aus Strohgeflecht. Derartige Polster können sich nicht schneller abnutzen, als die Hufeisen und verhindern das Ausgleiten durch Vermehrung der Reibung zwischen Huf und Pflasterfläche.

Hufeisen mit Taueinlage (Strickeisen). Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 194.

Dieselben verfolgen denselben Zweck wie die Hufpolster und haben sich schon seit Jahren bewährt. Man kann den Strick einschlagen, nachdem das Hufeisen befestigt ist oder man legt denselben vorher ein und nagelt ihn gleichzeitig mit dem Eisen auf.

Hufbeschlag aus Papierstoff. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 257.

Jul. Goldberg in Weifsensee bei Berlin will Hufeisen aus in dünnen Lagen aufeinandergeklebtem Papier ausstanzen oder aus flüssigem Brei giefsen. Dieselben können statt aufgenagelt auch aufgeklebt werden.

Verbessertes Tau-Hufeisen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 368.

H. Hantzenröder in Frankfort a. M. verfertigt 600 verschiedene Formen, Stärken und Gröfsen. Dasselbe enthält einen Hohlraum, in welchen das Tau eingelegt wird, und hat keine Stollen.

Das Strafsenpflaster vom Standpunkte des Tierschutzes. Deutsche Bauz. 1881, S. 584; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1887, S. 219 u. 228.

Referate des Königl. Hoftierarztes A. Sondermann (München) auf dem II. u. III. deutschen Tierschutz-Kongrefs in Wiesbaden bezw. Köln, welche die verschiedenen Pflasterungen von einem etwas einseitigen Standpunkte besprechen. Als wesentliche Forderungen werden aufgestellt: 1. das Asphaltpflaster ist zu Gunsten des Stein- bezw. Holzpflasters zu verwerfen; 2. die zu starke Wölbung des Strafsenkörpers ist zu bekämpfen; die Strafsen sollten möglichst eben sein; 3. die diagonale Pflasterung ist zu verwerfen; 4. die Zwischenfugen sollen thunlichst eng sein; 5. eiserne Kanaldeckel sind in der Strafsenfläche zu vermeiden, Mannlochdeckel mit Holzausfütterung sind vorzuziehen; 6. der ebene Anschlufs der Pferdebahnschienen an die Pflasteroberfläche ist sorgfältiger zu bewirken; 7. das Salzstreuen ist zu verbieten.

Strafsentechnik und Tierschutz. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 5, 11 u. 20.

Egon Zöller beantwortet in eingehender sachgemäfser Weise die Angriffe des Herrn A. Sondermann auf die Techniker unter Hinweis auf die Fortschritte des Strafsenbaues und hebt hervor, dafs das Bestreben vorhanden sei, mit dem Tierschutzverein, den landwirtschaftlichen Vereinen u. s. w. zu gehen und die Aufgabe nicht ausschliefslich als technische, sondern als eine mit dem gesamten Leben in organischem Zusammenhange stehende aufzufassen.

Die Sicherheit der Pferde auf Steinpflaster und Asphalt. Berliner Kommunalbl. 1881, 1882 u. 1883, Anlage; Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 245; 1884, S. 469; Deutsche Bauz. 1883, S. 348; 1884, S. 227; 1885, S. 624; Baugewerksztg. 1883, S. 800; Wochenbl. f. Bauk. 1885, S. 239; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1884, S. 406; 1885, S. 62, 70; 1889, S. 12, 231; Transact. of the Americ. soc. of. civ. eng. 1886, Bd. XV, S. 123—139.

Eine Reihe von Aufsätzen, welche diese Frage zum Teil durch statistische Angaben zu beleuchten suchen. Insbesondere liegen denselben die von der Berliner Feuerwehr gemachten Angaben zu Grunde. Im allgemeinen haben die Klagen über die Glätte des Asphaltes nachgelassen und die Unsicherheit der Pferde hat mit weiterer Einführung dieses Strafsenpflasters abgenommen, da die Pferde und Kutscher sich daran gewöhnten und die rechtzeitige und richtige Reinigung der Asphaltstrafsen die Glätte verminderte. Nur an den Übergangsstellen von einer Pflasterart zur anderen macht sich die Verminderung bezw. Vermehrung der Zugkraft geltend. In 11 amerikanischen Städten sind im Jahre 1885 unter der Leitung des Ingenieurs Greene darüber einheitliche Untersuchungen angestellt worden, welche ergaben, dafs ein Pferd bis zum Eintritt eines Unfalles auf Asphalt 933 km, auf Granit 661 km und auf Holz 435 km durchläuft; allerdings mufs dabei in Betracht gezogen werden, dafs der Trinidad-Asphalt bedeutend rauher, als der in Europa übliche Stampfasphalt ist, und dafs das amerikanische Holzpflaster dem europäischen nachsteht, sodafs die früher vom City-Ingenieur Haywood in London angestellten

Versuche für europäische Verhältnisse vielleicht zutreffender sind. Nach ihnen durchläuft ein Pferd 212,5 km Granitpflaster, 307,5 km Asphaltpflaster und 718 km Holzpflaster, bevor es fällt.

Erleichterung des Überganges vom Steinpflaster auf Asphaltbahnen. Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 311, 425 u. 545.

Von Ingenieur Brennecke wird der Vorschlag gemacht, Spurbahnen aus Eisen, Asphalt oder Granit in den an die Asphaltbahnen anschliefsenden Teil des Pflasters einzulegen und aufserdem dieser Strecke ein geringes Gefälle, etwa 1 : 150, zu geben, um den Widerstand der Wagen zu vermindern.

Vergleichende Beurteilung verschiedener Strafsenbefestigungen durch Fuhrhalter. Deutsche Bauz. 1890, S. 232.

Von den Kutschern der Fuhrwerksunternehmer in London erklärten sich auf Befragen durch eine englische Unfallverhütungsgesellschaft mittels Rundschreibens: 750 für Holzpflaster, 219 für Makadam, 197 für Granitwürfelpflaster und 51 für Asphaltbelag, während 1046 den Asphalt als ungeeignetste, 122 das Holzpflaster als ungeeignetste Pflasterung bezeichneten.

4. Unterhaltung und Verwaltung städtischer Strafsen.

Die Jahreskosten der Strafsenunterhaltung. Engng. 1879, Mai, S. 404; Engineer 1879, Juni, S. 411; Zeitschr. f. Bauk. 1879, S. 481.

Von Deacon werden die Gesamtjahreskosten für das qm bei einem jährl. Verkehr von 110000 t für das m Fahrbahnbreite wie folgt angegeben: hartes Steinpflaster mit Sandfugen 1,37 M., hartes Steinpflaster mit Asphaltfugen 1,16 M., Asphaltpflaster 2,27 M., Holzpflaster auf Asphaltbeton 2,67 M., Makadamstrafsen 3,60 M.

Strafsenunterhaltung und -Erhaltung in Paris. Gaz. d. arch. et du bâtiment 1881, S. 142; 1882, S. 180; 1883, S. 166; 1884, S. 38 u. 45.

Die Kosten der Strafsenunterhaltung in Nürnberg. Deutsche Bauz. 1882, S. 498.

Die Unterhaltung der Berliner Asphaltstrafsen. Deutsche Bauz. 1881, S. 183; Journ. f. Gasbel. u. Wasserversorg. 1881, S. 245; Berliner Kommunalbl. 1881, S. 166.

Der Vertrag mit den betreffenden Unternehmern, auf 19 Jahre abgeschlossen, wird mitgeteilt.

Beitrag der „Grofsen Berliner Pferdebahn" zu den Neubau- und Unterhaltungskosten der städtischen Strafsen in Berlin. Berliner Kommunalbl. 1881 Anlage; Verwaltungsber. des Magistrates für 1880, No. XVII, S. 7.

Aufbruchsarbeiten zum Zwecke der Verlegung von Röhren aller Art, Kabelleitungen u. s. w. Berl. Kommunalbl., Anlage, Verwaltungsber. d. Magistrates für 1880, No. XVII, S. 8.

Organisation des Strafsen- und Brückenbaues in Berlin. Berl. Kommunalbl. 1881, Anlage. Verwaltungsber. d. Magistrats für 1879, No. I, S. 27.

Die Stadtbauinspektoren haben unter Mitwirkung zweier Stadtverordneten und eines Verwaltungsdezernenten über die ihnen für die laufende Unterhaltung der Strafsen und Brücken zugewiesenen Mittel selbständig zu verfügen, sodafs die betreffenden Arbeitspläne, Anschläge und Rechnungen der Revision des Stadtbaurates nicht mehr unterliegen.

Die Unterhaltungskosten der Steinpflasterungen, Asphaltierungen und Holzpflasterungen in der City in London. Deutsche Bauz. 1882, S. 121.

Nach Haywoods Jahresbericht für 1881 werden die jährl. Gesamtkosten für Asphalt auf 2 bis 2,8 M., für Holz auf 2,5 bis 3 M., für Steinpflaster auf 1,3 bis 3,3 M. für das qm geschätzt.

Laufende Reparaturen am Berliner Strafsenpflaster im Jahre 1881. Berliner Kommunalbl. 1882, Bericht der Baudeputation Abt. II.

Kostenbeitrag der Anlieger zu den Pflasterkosten der Berliner Strafsen. Berliner Kommunalbl. 1882, S. 223.

Berliner Strafsenbau und Strafsenbetrieb. Baugewerksztg. 1883, S. 263, 279, 299, 313, 333, 349 u. 367.

Längerer Aufsatz von Prof. Dietrich, welcher behandelt: 1. die Klassifizierung des Pflasters nach der Gröfse des Verkehrs; 2.—4. des Stein-, Holz- und Asphaltpflasters; 5. Versuche mit anderen Systemen; 6. Fufswege; 7. Regulierung der Uferstrafsen an den öffentlichen Wasserläufen; 8. die Anlage von Passagen; 9. die Strafsenreinigung und Kehrichtabfuhr; 10. die Strafsenbeleuchtung; 11. das öffentliche Fuhrwesen.

Kosten für die Erhaltung der Berliner Strafsen. Verwaltungsb. des Magistrats, Anlage z. Berl. Kommunalbl. 1884.

Die Kosten der Strafsenpflasterungen und die bezüglichen Annahmen der Berliner Stadtverwaltung. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1884, S. 360 u. 366.

Prof. Dietrich stellt Formeln auf, auf Grund welcher nachgewiesen wird, dafs der Jahresaufwand für die Berliner Pflasterungen I. Kl. sich auf 1,4 M. stellt. Nach den städtischen Berechnungen waren 0,85 M. angegeben.

Die Unterhaltung der Strafsen und die Anlage unterirdischer Bergungskanäle. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1885, S. 151: nach Engineer 1885, 6. März, S. 189.

Es wird hervorgehoben, dafs die Ausgaben für das fortwährende Aufreifsen des Strafsenpflasters bald die Anlagekosten eines unterirdischen Bergungskanals für alle Rohrleitungen übersteigen mufs und dafs daher solche angelegt werden sollten. Es wird der Vorschlag gemacht, die Abdeckung derselben in der Höhe der Betonschicht anzuordnen, sodafs mit nur geringem Aufenthalt für den Verkehr neue Rohrleitungen eingelegt werden könnten.

Kosten der Strafsenunterhaltung in Paris für 1886. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1886, S. 188.

Über Unterhaltung der Petersburger Strafsen. Centralbl. der Bauverw. 1887, S. 152.

Über Strafsenbau und Unterhaltung der öffentlichen Wege Dresdens. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 36; 1893, S. 50. Wiedergabe des Jahresberichts vom Tiefbauamt für 1887.

Neu- und Umpflasterungen Berlins für 1891/92. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 429.

Strafsenunterhaltungskosten in Leipzig. Deutsche Bauz. 1891, S. 204.

Strafsenpflasterung und Unterhaltung in Dresden im Jahre 1891. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 50.

Vom Tiefbauwesen der Stadt Berlin. Deutsche Bauz. 1892, S. 21; Zeitschr. f. Transportw. und Strafsenb. 1893, S. 99, 115, 131; 1894, S. 33.

Die Strafsenreinigungskosten von Paris. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1895, S. 133.

Dieselben belaufen sich auf etwa 7 Millionen Frs. für die 15562000 qm Strafsenflächen, wofür 3000 Strafsenkehrer eingestellt sind, die sich in 149 Brigaden, aus je 4 Aufsehern und etwa 20 Kehrern oder Kehrerinnen bestehend, einteilen. Der Dienst dauert gewöhnlich von 4 Uhr früh bis 11 Uhr mittags, wobei die Männer 34 Cts., die Frauen, Kinder oder Greise 27 Cts. für die Stunde erhalten. Das Monatsgehalt der Aufseher beträgt 125 Frs.

Organisation des Strafsen- und Brückenbauwesens in Berlin. Berl. Kommunalbl. 1881, Anlage.

Die Verpflichtung der Hauseigentümer zur Erhaltung der Bürgersteige. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1882, S. 346 und Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 445.

Die rechtlichen Verhältnisse bei Höherlegung eines Strafsendammes und Fufsweges. Baugewerksztg. 1883, S. 284.

Die Regelung des Fuhrwerksverkehrs in den Strafsen der Londoner Innenstadt. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 199 u. 484.

Hier kommen Pferdebahnen nicht in Frage, da deren Gleise am Umfange der Innenstadt endigen müssen. Die einzige Vorschrift bezieht sich auf das Linksfahren. Unordnungen kommen verhältnismäfsig selten vor. An den Strafsenkreuzungen halten Schutzleute die Ordnung musterhaft aufrecht und die Fuhrwerksführer gehorchen willig den leisesten Winken der Beamten.

Elektrischer Betrieb im Londoner Strafsenverkehr. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 455.

Für die Beförderung von Strafsenfahrzeugen mittels Elektrizität kommen nur Betriebe mit unterirdischen Leitungen oder mit Sammelbatterien in Betracht, da nach einer Verfügung des englischen Handelsamtes oberirdische elektrische Leitungen nur in Ausnahmefällen zugelassen sind. Da unterirdische Leitungen zu kostspielig sind, werden nur Betriebe mit Sammelbatterien verwendet.

Technik und Städteverwaltung. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 407.

Aufsatz von Jul. v. Bük, in welchem hervorgehoben wird, dafs die Techniker mehr als seither, wo hauptsächlich juristisch gebildete Personen in Frage kamen, zur Städteverwaltung herangezogen werden sollten.

Aus dem Verwaltungsbericht des Magistrats in Frankfurt a. M. für 1893/94. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1895, S. 120.

Von Neubauten wird die Günthersburg-Allee besprochen, die 30 m bezw. streckenweise 42 m breit mit Vorgärten von 6 m Breite angelegt ist. Die Unterhaltungsarbeiten erstreckten sich auf 600000 qm Stein-, Cement- und Asphaltpflaster in Fufssteigen, auf 710000 qm Fahrbahnpflaster und 800000 qm Chaussierung, sowie auf 500000 qm Kiesfufssteige. Die Reinigung der chaussierten Strafsen geschieht noch bei Tag und gröfstenteils mittels Handarbeit. Das Holzpflaster, dessen Unterhaltung zum gröfsten Teil noch den Unternehmern obliegt, hat sich trotz aufsergewöhnlichen Kostenaufwandes nicht gut gehalten und die bekannten Übelstände des Treibens und Quellens bei plötzlich, nach längerer trockener Witterung eintretendem stärkeren Regen und der häufig notwendig werdenden Reparaturen gezeigt, die eine zeitweilige Absperrung der Strafsenstrecken nötig machten. Auch die häufig notwendig werdende Bestreuung mit Kies und die daraus sich ergebende starke Staubentwickelung ist lästig empfunden worden. Dazu kommt, dafs in neuester Zeit während des anhaltend starken Frostwetters sich aufser den Frostrissen noch Beulenbildungen zeigten, die sich durch plötzliches Gefrieren der vorher stark durchnäfsten Klötze erklären lassen. Das Strafsenbaumaterial wird neuerdings fast durchweg direkt bezogen und bei unerprobtem Material zunächst ein Zeugnis der Materialprüfungsstation in Berlin oder München eingeholt.

C. Fufswege.

In Städten, in denen die Rohrleitungen unter die Fufswege verlegt werden[150]), tritt die Bevorzugung solcher Abdeckungen immer mehr in den Vordergrund, die neben einer gewissen Durchlässigkeit eine leichte Entfernung und Erneuerung gestatten und durch den Verkehr nicht zu glatt werden. Mosaikpflaster aus natürlichen Steinen ist daher, häufig mit Asphalt- oder Plattenabdeckung in Streifen abwechselnd, beliebt geworden. Im übrigen werden oft auch hier, wie bei der Wahl des Strafsenpflasters, die von den örtlichen Verhältnissen abhängigen Kosten mitsprechen und ist dann eine ähnliche Rentabilitätsberechnung, wie sie S. 100 für das Strafsenpflaster mitgeteilt wurde, am Platz. Verschiedene Ausführungsweisen sind aus der nachstehenden, nach dem Material geordneten, Litteraturbesprechung ersichtlich.

Litteratur.

1. Allgemeines und Unterhaltung.

Insel-Trottoirs *(Refuges)*. Nouv. ann. de la constr. 1879, S. 52, m. Abb.

Auf den verkehrsreichsten Strafsen und Boulevards von Paris sind „Fufsweginseln" 4 m lang, 1,5 m breit, mit einem Kandelaber versehen, so angelegt worden, dafs sie den Fahrdamm in zwei oder drei gleiche Streifen teilen.

Glasprismen im Fufswege. Builder 1881, Mai, S. 683; Baugewerksztg. 1881, S. 423.

Dieselben dienen zur Beleuchtung von unter dem Fufswege liegenden Kellerräumen und haben nach Scientific amer. 1881, Nov. S. 323 eine Verbesserung durch Einsetzen in besonderen gufseisernen Fufswegplatten erhalten.

Die Unterhaltung der Fufswege in Berlin. Berliner Kommunalbl. 1882, S. 280 u. 313.

Da die Fufswege, deren Unterhaltung den Hausbesitzern obliegt, häufig zur Verlegung von Röhren, Kabeln und dergl. aufgerissen werden, wird in Zukunft von den betreffenden

[150]) Vergl. S. 48 u. 49.

Unternehmern eine dreijährige Garantiezeit verlangt werden; gleichzeitig sollen die Grundbesitzer benachrichtigt werden, auf wessen Veranlassung der Aufbruch erfolgt, damit dieselben eine Kontrolle über die Güte der verwendeten Pflastermaterialien, sowie über die Güte der Arbeit ausüben können.

Überhängendes Trottoir einer Strafse in Wildbad, von v. Leibbrand. Zeitschr. f. Bauk. 1882, S. 501.

Zur Frage der zweckmäfsigsten Bürgersteigabdeckungen. Deutsche Bauz. 1886, S. 167, 180 u. 310.

Wird von der einen Seite dem Asphalt, besonders dem Stampfasphalt, wegen seiner geringeren Glätte der Vorzug eingeräumt, so kann dies nach der Ansicht von Prof. Dietrich nicht allgemein gelten, da der Preis und die Temperaturverhältnisse an vielen Orten Steinplatten vorziehen lassen und zwar würden nach seiner Ansicht für die Städte des Nordens Asphalt-Fufswege, für die Städte des Südens Steinplatten den Vorzug verdienen. Pinkenburg stellt an eine gute Bürgersteigabdeckung folgende Anforderungen: 1. grofse Haltbarkeit in Rücksicht auf starken Verkehr; 2. genügende Fähigkeit einerseits, atmosphärische Niederschläge schnell aufzufangen, andererseits Gas- und Wasserausströmungen bei Rohrschaden leicht an die Oberfläche entweichen zu lassen; 3. leichte und billige Beseitigung und Wiederherstellung im Falle von Rohr- und Kabelverlegungen und sonstigen Veränderungen an den Bürgersteigen; 4. angenehme und sichere Begehbarkeit; 5. gefälliges Aussehen. Diesen Anforderungen entsprechend, hält derselbe für Berliner Verhältnisse den aus Granitplatten und Mosaik gemeinsam hergestellten Belag für den besten.

Unterkellerung der Fufswege. Engng. news 1886, Bd. 15, S. 163.

Dieselbe erfolgt in amerikanischen und englischen Städten vielfach in der Art, dafs an der Grenze vom Fahrdamm eine Mauer gezogen wird, die z. B. in Boston bei 3,3 m Tiefe der Keller unter der Fufsweg-Oberkante 0,75 m stark sein mufs, während für die Quermauern eine geringste Stärke von 0,3 m verlangt wird. Die Räume werden überwölbt und mit Steinplatten abgedeckt, oder es werden auf eisernen Trägern Zellenplatten mit eingefugten Glasprismen zur Beleuchtung der Räume angeordnet. Dampfkesselanlagen dürfen in ihnen nicht untergebracht und Sprengstoffe nicht gelagert werden, auch ist ihre Lüftung nach der Strafse hin nicht gestattet. Einwurföffnungen von 0,45 m Weite mit eisernen Deckelplatten dienen zum Bergen von Kohlen oder ähnlichen Vorräten.

Verschiedenheit der Abdeckung von Fufswegen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 45.

Dieselbe macht sich in vielen Städten, wo die Herstellung und Unterhaltung der Fufswege den Hausbesitzern überlassen wird, in unangenehmer Weise, besonders bei Schnee und Glatteis, geltend, indem die verschiedenartigsten rauhen oder glatten Stoffe in buntem Wechsel aufeinander folgen und besonders das Quergefälle oft viel zu grofs gewählt wird. Daher eine einheitliche Regelung durch die Baupolizei erforderlich.

Asphalt- und Konkret-Fufswege. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 179, 186, 198, 208, 217 u. 228.

Vorschriften für die Befestigung der Bürgersteige in Breslau. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 343.

Die Bürgersteige in Berlin. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 422.

Nach der Verordnung vom 17. Januar 1893 sollen 2 m breite Fufswege mit Granitplatten, breitere mindestens 2 m breit mit letzteren, sonst mit Mosaik oder anderem Material belegt werden. Es wird dem Mosaikpflaster das Wort geredet, namentlich wegen der Billigkeit (3,5—4 M. f. d. qm, während Granitplatten 6—7 M. f. d. qm kosten), wegen des leichten Aufbrechens und Wiederherstellens, wegen der Durchlässigkeit und des angenehmen Begehens, und der Wunsch ausgesprochen, die Stadt sollte die Anlage der Fufswege ganz in die Hand nehmen und nur gutes Mosaikpflaster dulden.

Der fahrbare Fufsweg auf dem Ausstellungsplatze in Chicago (Stufenbahn). Mit Abb. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 73.

2. Kies- und Sandfufswege.

Hochofensand als Fufswegbefestigung. Deutsche Bauz. 1884, S. 264 und Österr. Zeitschr. f. Berg- u. Hüttenw. 1891, S. 133 u. 387.

In Stuttgart wird an Stelle feinen Kieses Hochofenschlacke in Form feinen Sandes zur Abdeckung der Fufswege benutzt und kostet das cbm etwa 4,5 M.

Herstellung wasserdichter Garten- und Fufswege. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 190; 1891, S. 208.

Der alte Kies der Wege wird durch Sieben gereinigt und dann mit Cement im Verhältnis 1 : 6 und 3 Teilen scharfkörnigem, feinen Sande mit Wasser zu einem Brei angemacht und etwa 6 cm hoch auf den Wegen ausgebreitet, geebnet und fest ausgeschlagen. Die Erhärtung erfolgt nach etwa zwei Tagen.

Teerpflaster für nicht befahrene Parkwege, Höfe, Fufswege u. s. w. Bayer. Industrie- und Gewerbeblatt 1891, S. 262.

Drei Lagen kleiner mit Teer gemischter Steine, deren Gröfse in den oberen Schichten geringer gewählt wird, werden nacheinander aufgebracht und mit kalten Walzen oder Handrammen festgestampft. Vor der Benutzung wird das Pflaster mit Sand bestreut.

Befestigung von Sandwegen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 537.

In der Umgegend von Orlando benutzt man hierzu einen Thon, der sehr fest gelagert ist, aber sehr rasch zerfällt und stark eisenhaltig ist (8,5%). Derselbe wird 5—10 cm hoch auf die Wege aufgeschüttet, mit Wasser besprengt und gewalzt, wodurch die Wege eine gewisse Festigkeit erlangen sollen.

3. Beton- und Cement-Fufswege.

Beton-Fufswege. Zeitschr. f. Bauk. 1881, S. 540. Die Herstellung derselben wird ausführlich beschrieben.

Cementplatten als Fufswegbelag. Baugewerksztg. 1882, S. 664 u. 696; Baugewerksbl. 1882, S. 598. Dieselben erfahren teils günstige, teils ungünstige Beurteilung.

Cement-Beton-Belag. Revue industr. 1886, S. 402.

Ein solcher wird in England nach Wilkes aus Portland-Cement und gleichartig gekörntem Pulver von Eisenschlacke im Verhältnis 1 : 3 mit Wasser unter Zusatz von 5% kohlensaurem Natron und 2,5% kohlensaurem Ammoniak hergestellt, indem diese Bestandteile sehr gleichmäfsig zu einem Mörtel durchgearbeitet werden, der in Formen gebracht und in zwei Lagen fest eingestampft wird. Nach 24 Stunden werden die Platten aus der Form genommen und 8 Tage lang in kieselsaures Natron gelegt. Das Erhärten der Masse soll durch Zusatz von Chlorkalium oder Magnesia oder Chlormagnesium zum Mörtel noch erhöht werden können. Die Platten, welche auf Beton-Unterlage verlegt werden, sollen Druckfestigkeiten von 550 Atm. zeigen.

Cement-Fufswege. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1887, S. 131; 1888, S. 80 u. 89.

Stadtbaurat Osthoff stellt als Nachteile derselben hin, 1. dafs die Oberfläche bald glatt wird, 2. dafs bei Reparaturen nicht kleine Teile, wie bei Asphalt, Klinkern oder Granitplatten, ausgeflickt werden können, sondern die Ausbesserung sich stets auf die ganze Breite und auf eine Länge von mindestens 1 m erstrecken mufs, 3. dafs die Oberfläche, besonders wenn sie in der heifsen Jahreszeit hergestellt ist, leicht Risse bekommt. Dem ersten Übelstand sucht man durch Einkerben der Oberfläche mit regelmäfsigen Figuren abzuhelfen, dem zweiten und dritten durch Einlegen von schmalen, auf die hohe Kante gestellten geteerten Leisten, die stecken bleiben und eine Felderteilung bewirken. Statt der Holzleisten sind auch, jedoch mit ungünstigem Erfolg, Streifen von Dachpappe verwendet worden. Besser hat sich die Anwendung vorher fertig gestellter Cementplatten bewährt und endlich ist in Frankfurt a. M. die Anwendung von Eisendrahtgittern nach dem Rabitz- oder Monier-Verfahren versucht worden, wobei dieselben im unteren Drittel des Stampfbetons verlegt wurden und letzterer ohne Teilung an Ort und Stelle ausgeführt wurde. Cementplatten von 14,5 cm Seitenlänge und 5 cm Dicke, diagonal verlegt, sind in Plauen mit Vorteil verwendet worden, haben mit den Klinkerplatten, die sich ebenfalls gut bewährt haben, das gemein, dafs sie bei Einlegung von Rohrleitungen u. s. w. leicht aufgenommen werden können. Sie kosten 5,8 M. f. d. qm, während Klinkerplatten 6,3 M., Stampfbeton allerdings nur 5 M. f. d. qm kosten.

Teerbeton-Fufswege. Engng. news 1889, II, S. 537.

In Providence, N.-A. werden dieselben in einer Stärke von 0,075 m hergestellt. Auf eine Unterlage von gröberem, mit Teer gemischtem Kies von etwa 0,05 m Stärke, welcher gewalzt wird, legt man eine 0,025 m starke Decke feineren Sandes, der gleichfalls mit Teer gemischt und gewalzt wird.

Herstellung der Fufswege aus Cementbeton. Baugewerksztg. 1890, S. 949; 1891, S. 245.

Herstellung von Cement-Fufswegen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 162.

In Karlsruhe haben sich dieselben vorzüglich bewährt und man giebt ihnen vor den Sandsteinplatten, gebrannten Thonplatten und vor dem Asphalt den Vorzug. Bordschwellen 10—12 cm breit, 20—25 cm hoch, 15 cm starkes Betonbett mit Gefälle von 1:25, 1,5 cm starke Cementschicht mit Kupferwalzen kreuzweise schwach geriffelt.

Werkzeuge zum Einschneiden von Rillen in die Oberfläche von Cement-Fufswegen. Baugewerksztg. 1893, S. 50 u. 259.

4. Asphalt-Fufswege.

Beseitigung von Rissen in Asphalt-Fufswegen. Baugewerksztg. 1881, S. 470.

Gufs- oder Stampf-Asphaltbelag auf städtischen Bürgersteigen? Deutsche Bauz. 1886, S. 391; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1886, S. 212.

Frangenheim teilt Beobachtungen darüber mit, dafs die schnelle Zerstörung des Gufs-Asphalt-Belags nicht allein dem starken Verkehr, sondern mehr noch einer gewissenlosen Herstellungsweise zuzuschreiben ist, da zuviel Kies verwendet wird. Zu Thorfahrten ist jedenfalls Gufsasphalt nicht zu empfehlen. Der Stampfasphalt ist zwar haltbarer und mit weniger Belästigung für den Verkehr herzustellen und auszubessern, jedoch werden bei Handarbeit die einzelnen Stellen beim Rammen ungleich stark geprefst, wodurch ungleichartige Abnutzung und eine unebene Fläche hervorgerufen wird. Am zweckmäfsigsten sollen sich daher die von S. Kahlbetzer in Deutz hergestellten komprimierten Asphaltplatten erweisen. Nach Prof. Dietrich wäre aber ein solcher Belag für kleinere Städte zu teuer und in gröfseren wäre doch der an Ort und Stelle ausgeführte Stampfasphalt vorzuziehen.

Gufsasphalt-Bürgersteige in Paris. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 49.

Dieselben werden immer mehr verwendet und zwar weil für das Verlegen von Kabeln u. a. bedeutend schmälere Streifen aufgenommen zu werden brauchen, als bei Plattenabdeckungen. Dafs dieselben jedoch im Sommer für die Fufsgänger weniger heifs sein sollen, kann nicht zugegeben werden.

Abnutzung von Asphalt-Fufssteigen. Centralbl. d. Bauverw. 1894, S. 208.

Auf der Strombrücke in Magdeburg betrug die mittlere Abnutzung in 7 Jahren 12 mm oder 1,7 mm jährlich. Die stärkste Abnutzung betrug 22 mm oder 3 mm jährlich. Bei der Neuverlegung wurden die Stellen der gröfsten Abnutzung etwas dicker hergestellt.

5. Kunststein- und Klinker-Fufswege.

Kunststeine für Fufswege. Thonindustrie-Ztg. 1880, S. 210; Deutsche Bauz. 1880, S. 210; Baugewerksztg. 1880, S. 374.

Hartklinkerpflaster für Fufswege in Berlin. Ann. f. Gew. u. Bauw. 1880, S. 94.

Mohr's hydraulische Presse zur Herstellung von Mosaik- und Fufswegplatten ist dargestellt in der Thonindustrie-Ztg. 1881, S. 109.

Klinkerplatten-Fufswege. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1886, S. 76.

Stadtbaurat Osthoff beschreibt die zu Plauen i. V. mit Platten von Fikentscher in Zwickau angestellten Versuche. Dieselben werden nach guter Sortierung auf eine 10—20 cm starke Bettung von Kies und feucht festgestampftem Hochofen-Schlackensand in ein 2 cm starkes Mörtelbett gelegt und die Fugen mit Cementbrei ausgegossen. Der Preis stellt sich auf 6,3 M. f. d. qm, während die früher angewandten Granitplatten 12 M. f. d. qm kosteten. In Oldenburg, wo die Klinker einfach in Sand verlegt werden, stellt sich das qm auf 2,5 M.

Cementmosaik-Steine. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 307.

Da Cementfufswege leicht glatt werden und Risse bekommen, andererseits an manchen Orten die Verwendung von Cement erwünscht ist, schlägt Stadtbauinspektor Beer in Magdeburg vor, Steine aus Cementmörtel (1:3) mit 40 mm im Quadrat Kopffläche, 50 mm hoch mit einer 3 mm starken Kopfschicht aus reinem Cement herzustellen und wie Mosaik von natürlichen Steinen in einer Sandbettung zu verlegen. Einschliefslich eines einfachen farbigen Frieses stellte sich in Magdeburg das Quadratmeter auf 3,25 M.

Das Pflaster ist angenehm zu begehen und hat vor dem Mosaik aus natürlichen Steinen den Vorteil, dafs die Steine vollkommen gleich sind, jedoch wird die Abnutzung wohl eine gröfsere als bei natürlichen Steinen sein, woher für die Anwendung der Ortspreis entscheidend sein dürfte.

Neue Bürgersteig- und Flurbelagsteine. Deutsche Bauz. 1891, S. 512; Thonindustrie-Ztg. 1891, S. 875; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 3, mit Abbild.

Nach dem Vorschlage des Reg.-Baumeisters Franz Woas in Saarbrücken zeigen diese Belagsteine ähnlich den Kacheln der Öfen Rippen, die in die noch weiche Unterlage eindringen und nach Erhärtung der letzteren die Platten vor Ablösung schützen sollen.

Strafsenklinker und deren Herstellung. Thonindustrie-Ztg. 1893, S. 27.

Klinkerplatten zur Abdeckung der Bürgersteige in Wien. Zeitschr. f. Transpw. u. Strafsenb. 1894, S. 116. Dieselben sollen versuchsweise Verwendung finden.

Abdeckung von Bürgersteigen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 83.

In Montreal werden die Fufswege mit künstlichem Steinmaterial, sogenanntem „Firimite" befestigt. Dasselbe besteht aus einer 14 cm starken Steinbrockenschicht, die zur Entwässerung dient und auf welche eine 12 cm starke Betonschicht (1 Teil Portlandcement, 2 Teile scharfkörnigen Sand, 4 Teile Steinbrocken) gebracht wird, die mit einer 4 cm starken Schicht aus gleichen Teilen Cement und Acton-Sand bedeckt wird. Der „Granolithi-Belag" erhält eine Steinbrockenlage von 18 cm, eine Betonschicht von 9 cm und eine 3 cm starke Decklage aus 2 Teilen gemahlener Steine und 1 Teil besten Portlandcements. Firimite stellt sich auf 14,4 M., Granolithi auf 15 M. f. d. qm. Asphaltmastix wurde ebenfalls verwendet und zwar auf einer 10 cm starken Betonschicht von 1 Teil Cement, 3 Teilen scharfkörnigen Sand und 4 Teilen Steinbrocken; derselbe kostet f. d. qm 11,8 M.

6. Die Randsteine der Fufswege.

Gufseiserne Fufswegkante (Bordschwelle). Baugewerks-Ztg. 1881, S. 462.

Eine solche mit angegossener Strafsenrinne ist C. W. Hillmann in Mülheim a. Rh. patentiert worden und für Städte, in denen das Gufseisen gegenüber dem Steinmaterial niedrig im Preise steht, wohl zu empfehlen. In Bochum ist jedoch eine ähnliche gufseiserne Bordschwelle schon seit längerer Zeit im Gebrauch.

Verwendung fester Sandsteine zu Bordschwellen. Deutsche Bauz. 1888, S. 362.

Einfassung von Bürgersteigen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 595.

Haines in Yonkers, N.-A., verfährt bei Einfassung von Asphalt-Bürgersteigen in der Weise, dafs im Winkel gebogene Flacheisen mit dem einen Schenkel horizontal in die Strafse eingelassen werden, während der andere etwas unterhalb der Fufswegkante abgeschnitten wird. Die so in Abständen von etwa 30 cm gesetzten Winkel werden untereinander durch Flacheisen verbunden und mit Beton umgossen.

Bürgersteig-Bordschwellen und Platten aus Cementbeton. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 580. In Görlitz werden seit mehreren Jahren derartige Kunststeine mit Erfolg verwendet.

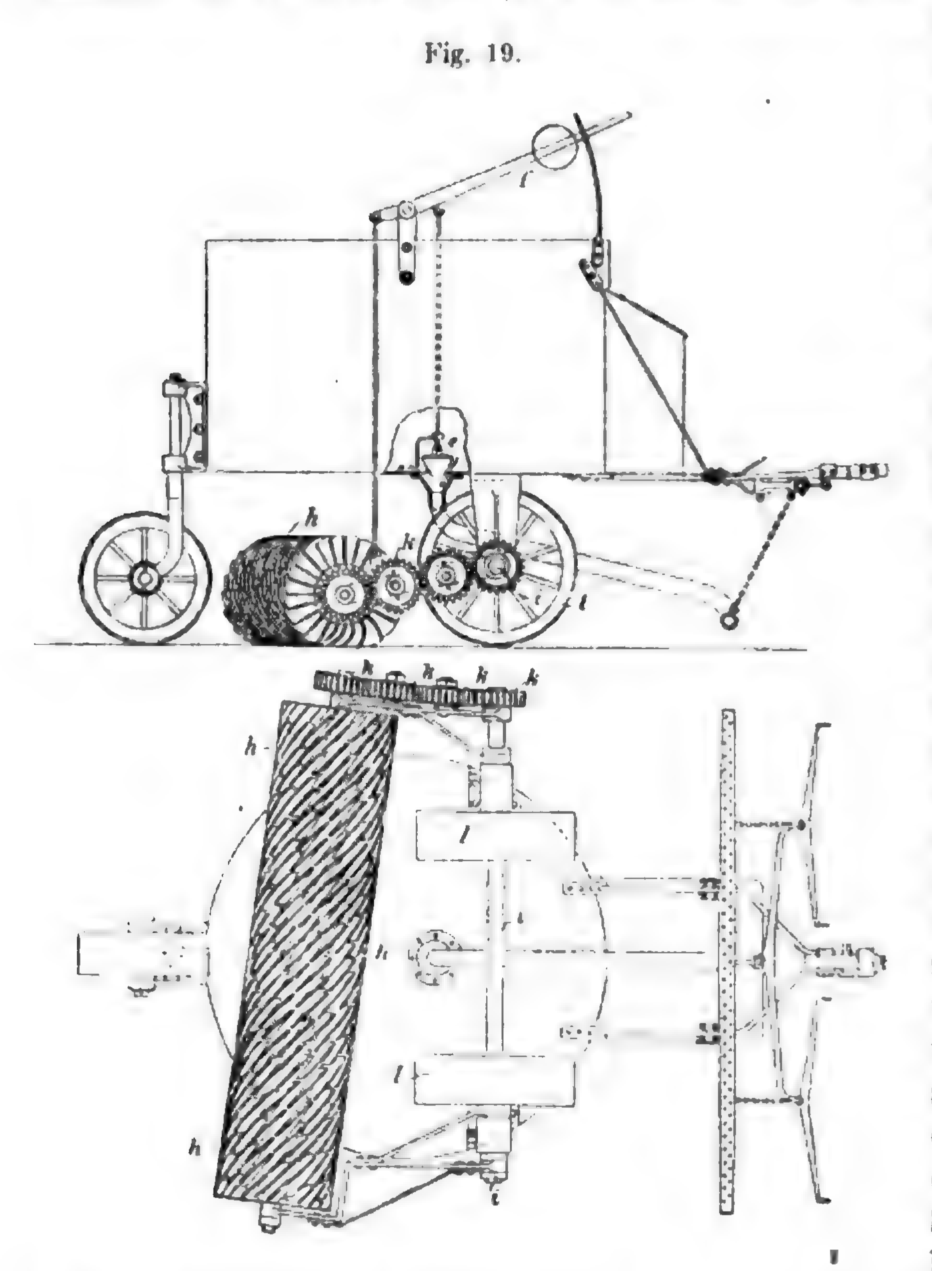
D. Strafsenreinigung.

Die nicht allein für die Erhaltung der Strafsenbefestigung und für den Verkehr, sondern auch für die Gesundheit wichtige Strafsenreinigung wird gegenwärtig von den meisten Gemeinden gröfserer Städte in gut durchgebildeter Weise durch besonders dazu angestellte Mannschaften zur Nachtzeit oder in den frühen Morgenstunden bewirkt und es ist in dieser Beziehung auf die in der Litteraturbesprechung angeführten Berichte der einzelnen Städte hinzuweisen.

Aufserdem haben sich in den gröfseren Städten die verschiedenen Maschinen zur Strafsenreinigung immer mehr Eingang verschafft, besonders die Kehrmaschinen, da durch dieselben die Strafsenreinigung nicht allein billiger, sondern auch rascher sich bewerkstelligen läfst. Die geschichtliche Entwickelung der Kehrmaschinen, sowie die Beschreibung der gebräuchlichsten Formen derselben findet sich im Kapitel XVI des

IV. Bandes vom Handbuch der Ing.-Wissenschaften.[151]) Es erübrigt daher hier einiger Neuerungen zu gedenken. Zu diesen gehört die Strafsenwasch- und Schneeschmelzmaschine von A. Hentschel (D. R.-P. No. 40953) in Berlin, die sich aus einer nur für Asphaltbahnen geeigneten Kehrmaschine[152]) zu einer auf allen Pflasterarten verwendbaren Maschine ausgebildet hat. Wie Fig. 19 zeigt[153]), besitzt dieselbe eine Kehrwalze *h*, die mit geschlitzten Gummiflossen besetzt ist und die nur einseitig durch die Zahnräder *k k* von der Achse *i* aus angetrieben wird. Die Räder *l l* drehen die Achse *i* nur bei der Vorwärtsbewegung. Dadurch ist es möglich, die Maschine auf der Stelle zu drehen und auch für schmale Strafsen zu gebrauchen. Durch ein am Hebel *f* angebrachtes verstellbares Gegengewicht kann der Angriff der Kehrwalze *h* nach Bedarf geregelt werden. Derselbe Hebel dient zum Öffnen des Ventils *e*, aus welchem das zur Strafsenwaschung erforderliche Wasser in ein vorn angebrachtes durchlöchertes Rohr und aus diesem vor die Walze auf die Strafse fliefst. Im Winter kann das Wasser durch einen in den Wasserbehälter hineingestellten, von oben mit Coaks heizbaren, dickwandigen, schmiedeeisernen Kessel erwärmt werden. Als Vorzüge der Maschine werden hervorgehoben, dafs durch dieselbe die Strafsenreinigung gänzlich staubfrei erfolgen kann und dafs die Reinigung gleichzeitig eine vollkommene ist, weil nicht blofs ein Kehren, sondern ein Waschen stattfindet. Ferner soll in Städten mittleren Klimas durch Anwendung von Salzwasser eine Beseitigung des Schnee's bei Ersparnis von zwei Dritteln der Abfuhrkosten erfolgen können.

Fig. 19.



Eine fernere Neuerung[154]) bietet die unter No. 58100 patentierte Reinigungsmaschine von A. Hentschel (s. Fig. 20) insofern, als ihre Kehrwalze abwechselnd mit

[151]) Sonne. Maschinen für den Bau und die Unterhaltung der Strafsen. Handbuch der Ingen.-Wissenschaften, Bd. IV, Kap. XVI, § 6—10, S. 36—62.

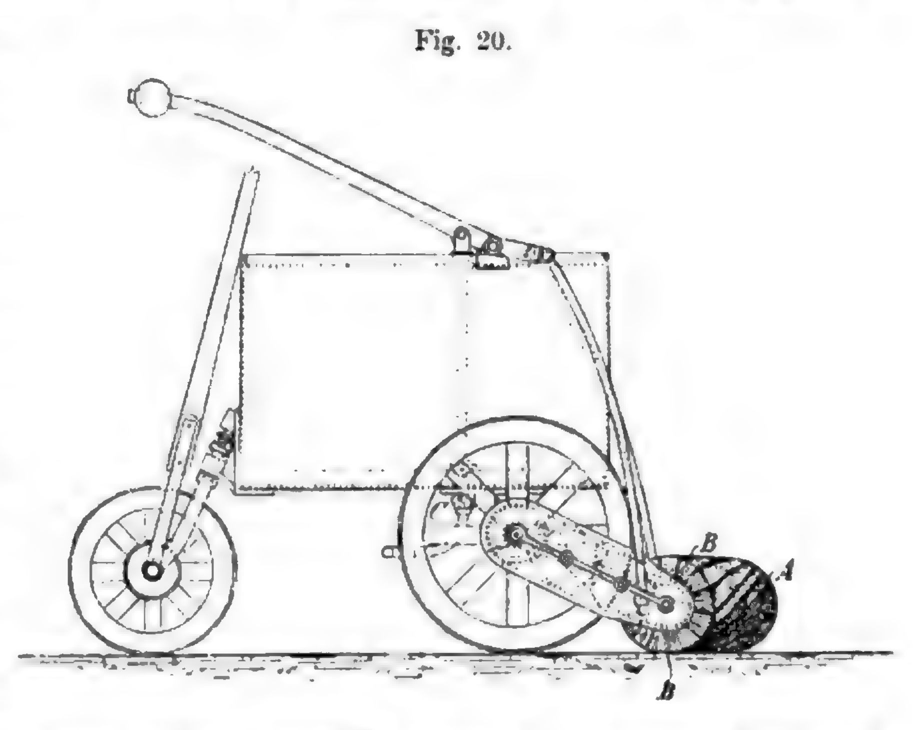
[152]) Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 466.

[153]) Daselbst 1889, S. 28; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 13, 20, 277; 1889, S. 19.

[154]) Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 344.

Borstenreihen A und Stoffstreifen B besetzt ist, auch ist hier die Kehrwalze nicht zwischen den Rädern, sondern hinter den Hinterrädern angeordnet. Beim Kehren gestattet die Walze durch ihre besondere Zusammensetzung eine geringere Umdrehungsgeschwindigkeit, sodafs weniger Staub aufgewirbelt wird, als mit den üblichen Kehrwalzen. Soll mit dem Kehren gleichzeitig ein Waschen der Strafse verbunden werden, so läfst man aus dem Rohr C das Wasser in feinen Strahlen vor die Walze fliefsen, sodafs auf der genäfsten Strafsenoberfläche die Borsten A der Walze kehrend, die Stoffstreifen B trocknend einwirken.

Fig. 20.



Viel Arbeit, namentlich aber grofse Kosten[155]) verursacht in grofsen Städten die Schneebeseitigung bezw. Abfuhr, die hierauf bezüglichen neueren Versuche und Vorschläge gipfeln darin: den Schnee entweder auf der Strafse selbst zu verflüssigen und als Flüssigkeit in die Strafsenkanäle zu befördern, oder die Förderstrecken möglichst abzukürzen, indem in kurzen Abständen Abladeplätze gewählt werden, auf denen der Schnee auf künstliche Weise geschmolzen wird, oder wo er auf freiem Felde in vorhandenen Flufsläufen, Kanälen oder Kanalschachten sich selbst überlassen werden kann.

Die Verflüssigung auf der Strafse selbst kann bei frisch gefallenem Schnee von nicht zu grofser Mächtigkeit der Schicht durch die oben beschriebene Strafsenkehr- und Schneeschmelzmaschine von Hentschel erfolgen. Durch Streusalz dieselbe herbeizuführen, wie dies namentlich in Paris in grofsem Mafsstabe und anfangs mit scheinbar günstigem Erfolge versucht worden ist[156]), hat zu grofse Nachteile für die Zugtiere und für das Schuhwerk, sowie für Brücken und sonstige Unterbauten gezeigt[157]), sodafs die Anwendung des Streusalzes auf Kanal- und Hydrantendeckel, sowie auf die Schienen der Strafsenbahnen beschränkt worden ist.[158]) Die Schmelzung des Schnee's durch fahrbare Schmelzöfen und Schmelzpfannen[159]) scheint bis jetzt noch zu grofse Kosten zu verursachen. Ebenso scheinen die stationären Schmelzvorrichtungen[160]), welche aus Röhrensystemen bestehen, durch welche Feuer hindurchstreicht und auf welche der zu schmelzende Schnee aufgeschaufelt wird, nur vereinzelt Anwendung gefunden zu haben.

Besser bewährt hat sich das in Frankfurt a. M. und in Köln a. Rh. angewendete

[155]) In Berlin hat die Schneeabfuhr im Winter 1894/95 etwa 1000000 M. verschlungen.

[156]) Ann. des ponts et chaussées 1880, II, S. 553; 1886, II, S. 273.

[157]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 117, 132, 144; 1893, S. 475. Deutsche Bauz. 1888, S. 183 u. 200; vergl. auch den Litteraturbericht S. 124.

[158]) Dagegen hat sich das Besprengen der Strafsen im Sommer mit künstlichem Salzwasser oder mit Seewasser in verschiedenen englischen Städten gut bewährt, s. weiter unten.

[159]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 98; 1892, S. 197; 1893, S. 97.

[160]) Iron 1886, I, S. 294.

Verfahren, den Schnee in Schächte der Entwässerungskanäle zu werfen[161]), und ist dies überall dort zu empfehlen, wo die Entwässerungskanäle einen genügend grofsen Querschnitt aufweisen, während sonst Verstopfungen zu befürchten sind. Den Schnee in die Flüsse oder sonsigen öffentlichen Gewässer zu befördern, wie dies in Boston, Paris und anderen Orten geschieht, wäre aus hygienischen Gründen zu verbieten, da durch die vielfach Schmutz- und keimhaltigen Strafsen-Schneemassen die Wasserläufe in gesundheitsschädlicher Weise verunreinigt werden können.

Bezüglich der Art der Strafsenbesprengung hatte der Stadtmagistrat von München im Jahre 1884 an eine gröfsere Anzahl von Städten einen Fragebogen[162]) mit folgenden Fragen gerichtet:

1. Wird die Strafsenbesprengung von der Gemeinde besorgt und in welcher Weise: in Regie oder in Akkord?
2. Wird unmittelbar von der Wasserleitung aus durch Feuerhydranten, oder sogenannte Spritzwechsel, oder mittels Spritzfässern gesprengt?
3. Liegen die Hydranten auf der Strafsenfahrbahn, oder am Fufswege?

Aus den Antworten ergab sich, dafs 30 von 32 Städten Sprengwagen benutzten und zwar 20 von ihnen ausschliefslich, während von den übrigen auch noch Schlauchbesprengungen vorgenommen wurden. Welche Art der Besprengung die vorteilhaftere sei, darüber gehen die Anschauungen sehr auseinander. Die meisten neigen allerdings zu der Ansicht, dafs die Besprengung mittels Sprengwagen sich billiger stelle, weil weniger Materialabnutzung und geringerer Wasserverbrauch damit verbunden sei, jedoch sind dabei doch auch wesentlich die örtlichen Strafsenverhältnisse in Betracht zu ziehen und Stuttgart z. B. zieht die Anwendung von Schlauchwagen und Rollschläuchen derjenigen von Sprengwagen vor, weil die vielfach steilen Strafsen das Fahren mit den Sprengwagen erschwert und der nicht sehr bedeutende Fuhrverkehr ein Überfahren der Rollschläuche nicht befürchten läfst.

In Paris, wo früher ausschliefslich Sprengwagen benutzt wurden, ist man in den letzten Jahren, wenigstens in den Hauptstrafsen, zur Schlauchbesprengung übergegangen, weil dieselbe um die Hälfte billiger sein soll.[163])

In verschiedenen englischen Städten ist vielfach Seewasser zum Besprengen, besonders der makadamisierten Strafsen, verwendet worden[164]), wobei man die Beobachtung gemacht hat, dafs nur $^1/_3$ der sonst erforderlichen Wassermenge nötig wird und durch die sich bildende Salzkruste der Staub besser niedergehalten und die Strafse länger feucht erhalten wird. Auch wirkt das Salzwasser desinfizierend, wenngleich andererseits das Strafsen- und Brückenmaterial chemisch angegriffen werden könnte.

Litteratur.

1. Strafsenreinigung in verschiedenen Städten.

Strafsenreinigung in Paris, Berlin und Wien. Die Stadt 1880, S. 2 u. 10.
Strafsenreinigung in Berlin. Deutsche Bauz. 1882, S. 189.

---

[161]) Wochenbl. f. Bauk. 1890, S. 26; Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 159 u. s. w., vergl. Litteraturbericht S. 125.

[162]) Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1884, S. 589 u. 621, vergl. auch Loewe. Strafsenbaukunde. Wiesbaden 1895. S. 424.

[163]) Vergl. Th. Weyl. Studien zur Strafsenhygiene. Jena 1893. S. 16.

[164]) Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1888, S. 469; Engng. news 1892, II, S. 461; Deutsche Bauz. 1893, S. 47; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 560; 1894, S. 329 u. 360. Vergl. auch die Litteraturbesprechung S. 120 u. 122.

Die Reinigung der Stadt Paris. Gesundheits-Ing. 1883, S. 202—208.

Beseitigung des Graswuchses auf Pflasterflächen, Fufs- und Gartenwegen. Baugewerkztg. 1882, S. 760; 1883, S. 524; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 397; 1890, S. 71.

Es wird empfohlen: ein Übergufs von Kreosot-Natron, oder ein solcher mit einer Einkochung von 10 kg ungelöschtem Kalk mit 1 kg Schwefelsäure in 50 bis 60 l Wasser. Auch verdünnte Seifensiederlauge mit 2—3% Karbolsäure-Zusatz, Salzwasser oder Chlorkaliumlauge sollen gute Dienste leisten.

Verteilung der Strafsenreinigungskosten in Paris. Gaz. des arch. 1884, S. 9.

Dieselben sind nach einer Gebührenordnung auf die Grundbesitzer verteilt, welche die Strafsen in 8 Klassen einteilt, in denen die zwischen 0,56 M. und 0,032 M. auf 1 qm Strafsen- und Fufswegfläche schwankenden Gebührensätze sich aufserdem noch danach richten, ob das Haus unmittelbar an der Strafse steht, oder ob eine Bebauung des Grundstückes überhaupt noch nicht vorliegt.

Das Besprengen der Strafsen in Wien. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1884, S. 378.

An die Fässer ist ein starker Gummischlauch angeschraubt, der in einen grofsen Seiher endigt. Von einem hinter dem Wagen einherschreitenden Arbeiter wird derselbe an einem Strick gelenkt und nach Bedürfnis kräftig nach links und rechts geschleudert, sodafs die ganze Breite der Strafse auf einmal besprengt wird. Es erspart dies Verfahren gegenüber den feststehenden durchlöcherten Röhren zwar Zeit, aber es werden auch häufig die auf dem Bürgersteige Gehenden besprengt.

Die Reinigung städtischer Strafsen. Deutsche Bauz. 1886, S. 83. Wochenbl. f. Bauk. 1886, S. 73. Referat über einen Vortrag von Baurat Kaiser.

Bericht über das städtische Strafsenreinigungswesen. Berliner Kommunalbl. 1886, Beilage; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1886, S. 204 u. 211; 1887, S. 76.

Strafsenreinigung in New-York. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1886, S. 6. Der Kehricht wird mittels Schiffen auf hoher See versenkt.

Strafsenreinigung in Frankfurt a. M. Wochenbl. f. Bauk. 1887, S. 80.

Strafsenreinigung in Hamburg. Wochenbl. f. Bauk. 1887, S. 129. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1887, S. 116, 253. Vortrag von Rambke. Im wesentlichen ist dieselbe nach Berliner Vorbilde geregelt.

Zur Städtereinigungsfrage. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1887, S. 77.

Strafsenreinigung in Dresden. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1887, S. 171.

Durch ein Ortsstatut ist festgestellt, dafs es den Grundbesitzern anheimgegeben wird, die Pflicht der Strafsenreinigung gegen eine Jahreszahlung von 10 Pf. für 1 qm der zu reinigenden Fläche auf die Stadtverwaltung zu übertragen.

Strafsenreinigungsvorschlag für Budapest. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 308.

Vom Ingenieuramt wird vorgeschlagen, die Strafsen in vier Klassen zu teilen. I. Klasse: Boulevards und Promenaden — fortwährende Reinhaltung. II. Klasse: alle Strafsen des IV. Bezirks, soweit sie nicht unter I fallen — tägliche Reinigung. Bis 7 Uhr morgens mufs der Kehricht bei beiden Klassen fortgeführt sein. III. Klasse: äufserer Rayon der Stadt — zweimal wöchentliche Reinigung. IV. Klasse: der Rest der Strafsen — zweiwöchentliche Reinigung. Bis 8 bezw. 9 Uhr vormittags mufs der Kehricht entfernt sein. Die Schneereinigung ist so auszuführen, dafs keine Verkehrsstockungen entstehen. Das Spritzen der Strafsen hat vom 1. April bis Mitte Okt. für die gepflasterten Strafsen zweimal, für die nicht gepflasterten Strafsen dreimal täglich zu geschehen. Die Kosten würden sich auf 700000 fl. belaufen, während jetzt 280 bis 290000 fl. aufgewendet werden.

Die Strafsenreinigung Berlins. Berliner Kommunalbl. 1887, Anlage 22, Deutsche Bauz. 1887, S. 196; 1888, S. 629; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 90; 1889, S. 349; 1890, S. 134, 407; 1892, S. 32; Polyt. Centralbl. 1890, S. 49.

Städtische Strafsenreinigung in Akkord oder Regie? Deutsche Bauz. 1888, S. 76; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 71.

Beim Akkordwesen haben sich manche Nachteile gezeigt, daher geht man in Stuttgart zum Regie-Betrieb über. Die Strafsenreinigung ist dabei eine bessere, wenngleich teurere.

Die Strafsenreinigung. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 269 und Deutsche Vierteljahrsschr. f. öffentl. Gesundheitspflege 1889, Bd. 21, S. 204—261.

Vortrag des Stadtbaumeisters Heuser (Aachen) auf dem Kongrefs für Gesundheitspflege in Frankfurt a. M. Derselbe stellt folgende Thesen auf: Umfang der Strafsen-

reinigung. 1. Dieselbe hat sich auf die Fortschaffung, Unschädlichmachung bezw. Verwertung des Strafsen- und Hauskehrichts, auf möglichste Verhinderung des Strafsenstaubes und Beseitigung des Schnee's und Eises zu erstrecken. 2. Dazu sind erforderlich: Reinigung der Strafse, wenigstens der Fahrbahn, durch die Gemeinde (die zusammengekehrten Massen sind sofort und wenn möglich während der Nachtzeit abzufahren) und Vermeidung einer längeren Ansammlung des Hauskehrichts. Die Abfuhr sollte durch die Gemeinde und mindestens zweimal wöchentlich erfolgen. Die Ansammlung mufs in Behältern auf eine in hygienischer Hinsicht nicht zu beanstandende Weise geschehen. — Die Kehrichtmassen sind möglichst rasch als Dung oder für gewerbliche Zwecke zu verwenden, oder auf andere Weise, nötigenfalls durch Verbrennen unschädlich zu machen. Die zur Ablagerung dienenden Plätze sollen so beschaffen und belegen sein, dafs weder vorhandene, noch in Zukunft entstehende bebaute Stadtteile (z. B. durch Verunreinigung des Untergrundes) geschädigt werden. — Bei trockener Witterung sind die Strafsen zur Verhinderung der Staubbildung regelmäfsig zu besprengen. — Im Winter sind die Gehwege (in der Regel durch die Anwohner) nach Möglichkeit von Schnee und Eis zu befreien und mit Sand oder Asche zu bestreuen, auch sind die Rinnen und Einläufe für eintretendes Tauwetter frei zu halten. Bei Kieswegen ist nur der lockere Schnee zu beseitigen. Die Strafsenkreuzungen sind für die Fufsgänger offen zu halten, ebenso der mittlere Teil der Fahrbahnen für die Fuhrwerke. Die an den Seiten angehäuften Schneemassen sind möglichst rasch abzufahren. Die Verwendung von Salz zum Auftauen des Schnee's ist zu vermeiden und nur da anzuwenden, wo die rasche Beseitigung von öffentlichem Interesse ist. Jedenfalls sind die geschmolzenen Massen durch Abkehren und Abspülen rasch zu beseitigen.

Wesen und Durchführung der Strafsensäuberung. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 327 u. 336. Aus der Bauztg. f. Ungarn, von Jul. v. Bück.

Zur Pflaster- und Strafsenreinigungsfrage. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 87.

Auszug aus dem Reisebericht der von der Stadt München erwählten Kommission zur Untersuchung der bestehenden verschiedenen Systeme der Strafsenreinigung und der Pflasterarten in Berlin, Bremen, Brüssel, Dresden, Frankfurt a. M., Leipzig, London, Hamburg, Hannover, Paris und Prag.

Strafsenreinigung in Frankfurt a. M. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 162; 1890, S. 194.

Strafsenbau und Strafsenreinigung in London. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 411.

Die Strafsenreinigung von Paris. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 75, 344; 1890, S. 39; 1891, S. 72; 1893, S. 3.

Die Anwendung von Salzwasser oder Seewasser zur Strafsenbesprengung. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1887, S. 244; 1888, S. 62 u. 198; 1889, S. 312; 1893, S. 162, 220. Minutes of proceedings d. Londoner Ing.-Ver. 1892, Bd. 110, S. 343; Engng. news 1892, II, S. 461; Deutsche Bauz. 1893, S. 47.

Zur Strafsenreinigungspflicht in Städten. Gesundheits-Ing. 1890, S. 540.

Strafsenreinigung in Philadelphia. Sanitary engineer 1890, Aug., S. 168.

Die Strafsenreinigung vieler amerikanischen Städte. Gesundh.-Ing. 1891, S. 150. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 27, 470. In Tabellenform zusammengestellte Bearbeitung.

Städtisches Strafsenwesen und Städtereinigung. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 95 u. 105. Besprechung der Bearbeitung dieses Gegenstandes, von Prof. R. Baumeister im Handb. d. Bauk. Heft 3. Berlin 1890.

Strafsenreinigung von Stuttgart. Gesundh.-Ing. 1891, S. 158.

Strafsenreinigung in Bremen. Gesundheits-Ing. 1891, S. 302.

Strafsenreinigung in New-York. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 107; 1892, S. 20; 1893, S. 575.

Pferdedung-Behälter in Glasgow. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 72, m. Abb. Dieselben sind in die Fufswege eingebaut.

Strafsenreinigung und Besprengung in Wien. Gesundheits-Ing. 1893, S. 385.

Über Strafsenreinigung der Städte. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 296.

Beachtenswerte Vorschläge des Oberinspektors der Wiener Berufsfeuerwehr Hans Stritzel auf Grund einer Studienreise. Die Reinigung soll zur Nachtzeit und mittels Maschinen (einspännige Piassava-Walze) erfolgen. Die Strafsen sind in Klassen zu teilen.

Die erste Klasse soll täglich, die zweite alle zwei Tage u. s. w. gekehrt werden. Während des Tages sollen einzelne Arbeiter den Pferdemist und sonstige Unreinigkeiten sammeln und in Behältern aufspeichern, die nachts zu entleeren sind. Die Schneebeseitigung ist, unter Einteilung des Stadtgebietes in Loose, durch Fuhren zu bewirken. Die Besprengung soll mittels der Hydranten erfolgen. Die Sprengwagen sind nur als Notbehelf zu verwenden. Als beste Kehrmaschine wird diejenige von C. Beermann in Berlin empfohlen. Als Durchschnittsleistung für dieselbe werden 7000 qm in der Stunde gerechnet. Ausführliche Angaben über die Strafsenreinigung in Berlin, Brüssel, London und Paris.

Die Pariser Strafsenreinigung. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 3 u. 63.

Im Verlauf von 5—6 Tagen erfolgt auf sämtlichen Strafsen und Plätzen eine gründliche Reinigung in der Zeit zwischen 3 und 5 Uhr morgens. Ausführliche Beschreibung des Verfahrens.

Strafsen-Gelände-Reinigung und -Besprengung in deutschen Städten mit über 100000 Einwohnern. Deutsche Bauz. 1893, S. 163.

An die in tabellarischer Zusammenstellung vom „Statistischen Jahrbuch deutscher Städte" (herausgegeben von Dr. M. Neefe) gebrachten Mitteilungen über diesen Gegenstand knüpft Stadtbauinspektor Dehnhardt in Frankfurt a. M. verschiedene beachtenswerte Bemerkungen.

Die Strafsenreinigung in Berlin vor 50 Jahren. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 214.

Behandlung und Reinhaltung der Asphaltstrafsen. Nach Engng. news 1893, 2. März. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 381; 1894, S. 342 u. 358.

Die Warren-Scharf-Asphalt-Gesellschaft giebt Anweisungen über das Reinhalten der Asphaltstrafsen, die im wesentlichen mit denen übereinstimmen, welche in Berlin, London und Paris zur Anwendung kommen. — Sand- und Salzstreuen wirkt nachteilig. Am besten werden alle Fremdkörper so rasch wie möglich von der Strafsenoberfläche entfernt.

Die Strafsenreinigung der Stadt Berlin mit besonderer Berücksichtigung der Reinigung von Asphaltstrafsen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 447 u. 463.

Das Strafsengebiet betrug im März 1892 eine Fläche von 8221855 qm, wovon 3316725 qm für die Bürgersteige zu rechnen ist, deren Reinigung nur im Winter Aufgabe der Hausbesitzer ist. Es wird die Art der Reinigung ausführlich besprochen, wobei die Gerätschaften durch Abbildungen erläutert werden.

Der Pferdedünger wird in gufseiserne Düngerkästen, die an den Fufswegen stehen, geschüttet, von wo er nachts durch eine untere Schieberklappe abgeholt wird. Gleichzeitig enthält derselbe einen Sandbehälter. Das Bestreuen mit Sand geschieht mit der Wurfschaufel. Zur Reinigung des Asphalts dient das Schabeisen, der Gummischrubber und der Besen aus Piassava, der mit einem Blechstück zum Abschaben der Einsteigeschächte u. s. w. versehen ist. Das Fegen geschieht mit Kehrmaschinen mit rotierender Piassava-Walze, die jetzt ziemlich übereinstimmend nach dem engl. Prinzip von Tailfer gebaut und durch die Aktiengesellschaft vorm. Eckert in Berlin, Dürkoop & Co. in Braunschweig und Leichsenring in Schönebeck u. C. Beermann in Berlin vertrieben werden. Die Walze bildet stets einen Winkel von 45° zur Fahrrichtung, kann gehoben, niedergelassen und festgestellt werden. Auch läfst sich die Schräge nach links und rechts umstellen. Gewöhnlich sind sie zweiräderig, wiegen 850 kg und kosten 750—800 M. In Berlin werden auch vierräderige, wegen besserer Lenkbarkeit verwendet, die 960 kg wiegen und 850—900 M. kosten. Die gröfste Leistung der Kehrmaschinen in Berlin betrug 8500 qm in der Stunde, die geringste (auf schlechtem Pflaster) 5500 qm in der Stunde, die Durchschnittsleistung also 6400 qm in der Stunde, wodurch die Maschinenarbeit sich 6 mal billiger stellt als die Handarbeit, 44 Maschinen, 10 Reservemaschinen. Die Klagen über Glätte des Asphaltes sind in Berlin in den letzten Jahren immer seltener geworden. Die Kratzmaschinen dienen zum Abziehen des dicken Schmutzes auf den Chausseen. Die Besprengung erfolgt regelmäfsig 2 mal täglich. Die brauchbarsten Sprengwagen sind diejenigen mit 1500 l Inhalt, diejenigen mit 1000 l sind ausrangiert. Es sind in Anwendung 141 Wagen zu 1500 l, 23 Wagen zu 1250 l und 2 zu 2000 l. Der Wasserverbrauch betrug 1891: 820605 cbm. Die Schneebeseitigung geschieht durch Schneekrücke, Handschneepflug, Handkratze, Picke und Schaufel und Kehrmaschine mit cylindrischer Bürste, solange der Schnee noch locker liegt, sonst wird die Kratzmaschine verwendet. Die

Abfuhr ist an Unternehmer vergeben. Das Salzstreuen ist nur auf den Pferdebahngleisen, an öffentlichen Brunnen und Hydranten gestattet.

Berliner Strafsenreinigungswesen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 394, 424, 441, 446; 1894, S. 438, 455, 473, 488, 504, 521, 536.

Es werden ausführliche Mitteilungen über die Kosten, das Arbeiterpersonal, die Kehrmaschinen u. s. w. gemacht. Die Reinigung der Schienengleise liegt den Pferdebahngesellschaften ob, jedoch führt die Stadt auch diese Reinigung gegen Vergütung aus, um Einheitlichkeit und Regelmäfsigkeit zu erzielen. Die Kostenbeträge haben sich von 32000 M. im Jahre 1880/81 auf 119353 M. im Jahre 1893/94 vergröfsert.

Anwendung des Seesalzes für die Desinfektion der Strafsen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 560; 1894, S. 329 u. 360.

Nachdem das Besprengen der Strafsen mit Salzwasser in mancher Hinsicht eine gute Wirkung zeigte, tauchte der Gedanke auf, das Salz in elektrolytisch behandelter Lösung zu verwenden, wobei sich am + Pol eine stark desinfizierend wirkende Sauerstoffverbindung von Chlor am negativen Pol ein Oxyd bildet, das die Fähigkeit hat, die organischen Stoffe zu fällen; dadurch können organische Keime vernichtet, der Schwefelwasserstoff und das Ammoniak unschädlich gemacht werden. Es kann diese Lösung nach dem Vorschlage und den Versuchen von Hermite in Havre entweder im grofsen hergestellt und mittels Sprengwagen auf den Strafsen verteilt werden, oder nach W. Webster unmittelbar im Schmutzwasser der Kanäle durch Einleitung des elektrischen Stromes nach Anwendung von Salzwasser zur Strafsensprengung gebildet werden.

Das Reinigen der städtischen Schmutzwasser. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 159, 178, 195. Ausführliche Besprechung von H. Schleich.

Reinhalten der Strafsenbahnhalteplätze. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 89. Es wird die Frage erörtert, wer für die Reinhaltung zu sorgen hat.

Strafsensäuberung in der inneren Stadt von Wien. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 270.

2. Strafsenstaub. Sprengwagen.

Die Zusammensetzung des Strafsenschmutzes. Engng. news 1885, S. 75.

Die Untersuchung der organischen und unorganischen Bestandteile desselben ist nach einer Schrift von William Booth Scott: „Cleansing streets and ways“ behandelt.

Die Staubplage in Städten, mit besonderer Berücksichtigung der chaussierten Strafsen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 4, von Stadtbauinspektor Dehnhardt in Frankfurt a. M.

Über Strafsenstaub, besonders von Granitpflaster. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 133.

Unter Bezugnahme auf entsprechende Untersuchungen von Professor Süfs in Wien wird von Stadtbauinspektor Dehnhardt die Schädlichkeit der im Staube enthaltenen sehr kleinen Quarzsplitter für die Lungen besprochen.

Der Strafsenstaub und seine Einwirkung auf die Farben der Kleiderstoffe. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 555.

Strafsensprengwagen, D. R.-P. No. 51697. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 259, m. Abb.

Den Herren Joh. Stadtler und Joh. Wawrosch in Simmering bezw. Währing bei Wien ist ein Sprengwagen patentiert worden, bei welchem eine vom Fahrrad angetriebene Luftpumpe im dicht geschlossenen Wagenbehälter Luft verdichtet, deren Spannung dazu benutzt wird, das Wasser mit unveränderlichem Druck durch die Spritzbrause zu treiben.

Wasserwagen-Füllungszähler. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 184, vom Oberingenieur Charles der Lexington hydraulic and manufacturing Comp.

Sprengwagen verschiedener Anordnung. Nach Engng. news. Zeitschr. f Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 70.

3. Kehrmaschinen.

Strafsenkehrmaschine, Anordnung Schmidt. Skizzenb. f. Ing. u. Maschinenbauer 1886, Heft 10.

Nach Art der in der Eckert'schen Fabrik gebauten Maschinen, auf vier Rädern laufend, erfordert dieselbe aufser einem Kutscher noch einen Mann zum Bewegen der Hebel.

Kehrmaschine mit Kehrichtkasten und um eine lotrechte Achse drehbaren Besen. Engng. news 1886, Bd. XV, S. 260.

Strafsenkehrmaschine der National-Street-Sweeping Co. in Philadelphia. Engng news 1887, II, S. 210 und Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 139, m. Abb.

Der von den Bürstwalzen gefafste Schmutz wird auf ein Tuch ohne Ende geworfen, welches denselben anhebt und in einen hinter der Maschine laufenden Karren wirft.

Prossers Reiniger für Strafsenbahnschienen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1887, S. 205.

Wagen mit Vorrichtung zum selbstthätigen Aufladen des Strafsenschmutzes. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1887, S. 220.

Strafsenreinigungsmaschine von Ferd. Kleemann und Sohn in Obertürheim bei Stuttgart. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 466, m. Abb.

Dieselbe sammelt den Kehricht mittels eines Kettenbaggers in einen vor ihr herlaufenden Wagen.

Strafsenkehrmaschine mit Wasserbehälter. Scientific Amer. Suppl. 1888, März, S. 10183, mit Abb.

Zur Verminderung der Staubbildung wird die Strafse mittels der Maschine kurz vor dem Fegen besprengt. Eingeführt in Valencia in Spanien.

Strafsenkehrmaschine von Orduna. Ann. industr. 1888, I, S. 145, m. Abb. und Prakt. Masch.-Konstr. 1888, S. 130.

Dieselbe trägt einen Wasserbehälter, von welchem aus durch ein mit kleinen Löchern versehenes Rohr die Strafse während des Fegens besprengt wird. Mit der vierkantigen hölzernen Bürstenwelle sind die einzelnen Piassava-Büschel durch eiserne Platten und Schrauben verbunden, sodafs sie leicht durch neue zu ersetzen sind.

Londoner Strafsenkehrmaschine „Bernard Castle“. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 1, m. Abb.

Es sind daselbst 2000 Stück im Gebrauch. Im ganzen bereits 6000 Stück in Verwendung. Die Bürstenwalze von 15 cm Durchmesser fegt in der Stunde 8000 bis 10000 Quadratyards, also soviel wie 30 Mann. Ein Satz Bürsten kann 180 Stunden arbeiten.

Strafsenreinigungsmaschinen der Maschinenfabrik von Wilh. Tangermann in Helmstedt (Braunschweig). Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 107.

Strafsenreinigungsmaschine von Leonh. Messener-Jourdan in Muttenz bei Basel, Pat. No. 53796. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 246, m. Abb.

Schlammhäufelmaschine von Ludolf Walter zu Alvensleben. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 40, m. Abb.

Auf der Hinterachse eines vierräderigen Wagens hängt ein eiserner walzenförmiger Kasten von etwa 1,2 m Länge, 0,45 m Halbmesser. An der Innenseite des rechten Hinterrades ist ein 0,3 m breites durchbrochenes Schaufelrad angebracht, dessen Halbmesser etwa 5 cm kleiner, als derjenige des Hinterrades ist, welches bei der Fortbewegung der Maschine den durch einen Schlitten vor dem Schaufelrade zusammengekratzten Schlamm erfafst und denselben nach rückwärts schleudern würde, wenn hinter dem Rade keine Wand angebracht wäre. An dieser Wand wird der Schlamm in die Höhe geschoben und fällt in den Schlammkasten, der durch Umkippen auf der Abladestelle entleert wird. Mit zwei Pferden sollen von einem Arbeiter täglich 6—8 km beiderseitige Schlammstreifen beseitigt werden können und soll die Maschine sowohl auf gepflasterten als auf chaussierten Strafsen zu verwenden sein.

Strafsenreinigungsmaschine von Hawk und Johnson in Bucyrus (Nord-Amer.). Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 217.

Der Kehricht wird nicht zur Seite abgelagert, sondern in einen auf der Maschine befindlichen Kasten gehoben, wodurch das nachträgliche Zusammenkehren der Kehrichtstreifen vermieden wird.

Strafsenreinigungsmaschine von Hildebrandt in Florenz. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 34.

Die Walze ist mit weichem Filz überzogen und wird, während sie auf dem Pflaster rollt, beständig mit Wasser bespritzt. Der an dem feuchten Filzüberzug hängen bleibende Staub wird dadurch in Schlamm verwandelt, der mit Schabeisen abgestrichen und in einen Sammelkasten befördert wird.

Schienenreinigungsmaschine für Strafsenbahnen, System Carl Ph. Bischoff. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1894, S. 398, m. Abb.

Über Schienenreinigungsmaschinen für Strafsenbahnen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 392. Gröfserer Aufsatz mit Abb. von Rud. Ziffer.

4. Schneebeseitigung.

Die Kosten der Schnee-Abfuhr von den Berliner Strafsen. Baugewerksztg. 1881, S. 656. Von 1876/77 bis 1880/81 betrugen dieselben durchschnittlich 243 375 M. jährlich.

Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 90; 1889, S. 166; 1891, S. 302; 1893, S. 109.

Im Winter 1892/93 wurden nahezu 700000 M. an Fuhr- und Arbeitslöhnen für die Schneebeseitigung verausgabt.

Schneebeseitigung in Boston. Engng. news 1886, S. 177.

In Strafsen mit Strafsenbahngleisen liegt die Verpflichtung zur Freihaltung der ganzen Strafse der betreffenden Gesellschaft ob. Für die anderen Strafsen trifft die Stadtverwaltung Abkommen mit Unternehmern. Man schafft den Strafsenschnee auf Abladeplätze oder stürzt ihn in die öffentlichen Wasserläufe.

Salzstreuen zur Schneebeseitigung. Ann. des ponts et chaussées 1880, II, S. 553; 1886, II, S. 273; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1885, S. 339 u. 347; 1886, S. 7; 1887, S. 42, 177; 1888, S. 120, 326; 1889, S. 117, 132 u. 144; 1893, S. 475; Deutsche Bauz. 1888, S. 183 u. 200.

Die in Paris in grofsem Mafsstabe angestellten Versuche zeigten zwar ein namentlich wirtschaftlich günstiges Resultat, jedoch leiden die Hufe der Pferde, sowie die Fufsbekleidungen durch das gesalzene Schneewasser, sodafs das Auftauen von Schnee durch Salz auch in Paris nur noch zur Freihaltung von Hydrantendeckeln und Pferdebahnschienen Ausführung findet. Auf Brücken wird neuerdings auch den Pferdebahnen das Salzstreuen verboten.

Schneeschmelzvorrichtung. Iron 1886, I, S. 294, m. Abb.

In England ist eine solche in Gestalt eines langen, plattgedrückten Rohres mit Blechrändern, durch welches Feuer hindurchstreicht, erprobt worden, auf das Schnee aufgeschaufelt und dadurch geschmolzen wird. Die Vorrichtung ist zusammenschiebbar und fahrbar. Der Coaksverbrauch für 1 t Schnee beträgt $17^1/_2$ Pf., dabei war der Schnee durch Lagerung und Verfahrung auf $^1/_9$ seines ursprünglichen Rauminhaltes vermindert worden. Gleichzeitig wurde ermittelt, dafs frisch gefallener Schnee etwa $^1/_{14}$ vom Gewicht einer gleichen Raummenge Wasser wiegt.

Schneebeseitigungen aus den Strafsen Berlins. Deutsche Bauz. 1888, S. 170, 178.

Es wird auf verschiedene bestehende Mängel, namentlich auf das Unterlassen des rechtzeitigen Freimachens der Rinnsteine aufmerksam gemacht.

Schneebeseitigung durch Auftauen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 98.

Es werden verschiedene Vorschläge für Anordnungen von betreffenden Öfen gemacht. Auch eine Berechnung wird aufgestellt.

Sand- und Salzstreuer für Strafsen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 163.

Die Strafsenbahnen bedienen sich schon seit längerer Zeit sogenannter Salzwagen, die das Salz in die Spurrinnen der Schienen streuen. Eine seither noch nicht bekannte mechanische Vorrichtung zum Salz- oder Sandstreuen für Strafsen hat die Firma Richard Garrett & Sons in Leiston Works, Suffolk in England als Wagen ausgebildet, der von einem Pferde gezogen und dessen Streuvorrichtung vom Kutscher beliebig reguliert und abgestellt werden kann. Der Wagenkasten bildet einen trichterförmigen Behälter, der 0,76 cbm Sand oder Salz aufnehmen kann und durch einen Bodenschieber geöffnet oder geschlossen wird. Unter der Austrittsöffnung ist eine mit losen Ringen überzogene Walze angeordnet, durch deren Vermittelung der Sand oder das Salz gleichmäfsig auf das Verteilungssieb verstreut wird und die von den Rädern des Wagens angetrieben wird. Prof. Dietrich beurteilt die Vorrichtung wegen zu geringer Streubreite ungünstig.

Schnee-Auflade- und Schmelz-Maschine von O. Wanke in Berlin. Gesundheits-Ing. 1889, S. 806, m. Abb.

Coaks-Körbe als Auftauvorrichtung. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1889, S. 251. Bei Aufbrucharbeiten in Berlin verwendet.

Schneefreie Strafsen vom Standpunkt der Hygiene. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 105.

Schneebeseitigung durch Einwerfen in die Entwässerungskanäle. Wochenbl. f. Bauk. 1890, S. 26; Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 159; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 165; 1891, S. 22; 1893, S. 127.

In Frankfurt a. M. und in Köln wurden damit erfolgreiche Versuche gemacht. Bei Schächten von 0,75 auf 1,5 m Weite und eiförmigem Kanalquerschnitt von 1,8 auf 1,2 m

mit 1 : 600 Sohlengefälle konnten die Pferdekippkarren von 1,5 cbm Inhalt unmittelbar hineingestürzt werden, während bei einem Kanalquerschnitt von 1,2 auf 0,7 m geschaufelt werden mufste.

Schneeauflade- und Schneeschmelz-Maschine D. R.-P. No. 46477. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 179, m. Abb.

Elektrische Schneekehrmaschine von Thomson-Hauston. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 225.

Dieselbe ist für Eisenbahngleise konstruiert und wies bemerkenswerte Leistungen beim Schneesturm am Lake Superior auf. Wehen von 90 cm Höhe und 6 m Länge wurden glatt weggenommen. Bei Wehen von 2,5 m Höhe wurde der Schnee bis auf 60 cm ausgeschaufelt. Den Rest warf die Maschine über die seitlichen Schneewälle. Die Schaufelräder machten 150 Umdrehungen in der Minute.

Schneebeseitigung in den Strafsen durch Gashitze. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 197; 1893, S. 97.

Es wird eine Berechnung angestellt, welche zu Gunsten der Anwendung von Schmelzpfannen, die ebenfalls beschrieben werden, gegenüber dem Abfuhrsystem spricht, jedoch hängen die Unterlagen für die Berechnung wesentlich von den örtlichen Verhältnissen ab.

Schneebeseitigung in Berlin. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1895, S. 68.

Bei der Schneeabfuhr des letzten Winters mufsten 2000 Hilfsarbeiter zu der aus 1000 Mann bestehenden Strafsenreinigungskolonne zugezogen und 1250 Wagen täglich benutzt werden, sodafs bei 10 Touren jedes Wagens 12500 Fuhren fortgeschafft wurden. Dabei wurden zum erstenmal Wagen von 4 cbm Inhalt benutzt, die sich gut bewährt haben.

Zur Frage der Schneeabfuhr. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1895, S. 84.

In der Deutschen Gesellschaft für öffentliche Gesundheitspflege wies Dr. Th. Weyl auf das Verfahren in Köln, Paris und Frankfurt a. M. hin, wo der Schnee in die städtischen Kanäle geworfen wird und befürwortet dieses Verfahren auch für Berlin. Prof. Büsing und Stadtrat Marggraff widersprechen der Einführung dieser Neuerung in Berlin, da die Kanäle zu geringe Querschnitte haben und leicht Verstopfungen entstehen könnten. Die Wasserläufe sollten aus hygienischen Gründen nicht durch Schmutz und keimhaltige Schneemassen verunreinigt werden.

Notice sur le déblaiement des neiges et les moyens employés à cet effet, von Am. Gremand. Schweiz. Bauz. 1895, S. 32, 45, 52 m. Abb. u. 58.

Schneeschmelzmaschine von Oberst v. Garnier in Bremen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1895, S. 132.

Die Besichtigung dieser neuen Erfindung soll vom Direktor der Berliner Strafsenreinigung und dem Stadtrat Beelitz vorgenommen werden.

E. Beseitigung des Strafsen- und Hauskehrichts.

Im engsten Zusammenhange mit der Strafsenreinigung, der Sauberhaltung und der Gesundheitspflege der Städte steht die an gröfseren Orten immer schwieriger werdende Frage der Beseitigung des Strafsenkehrichts und der Hausabfälle, da man es hier mit sehr grofsen Massen zu thun hat, die mit der Zunahme der Bevölkerung und des Verkehrs sich von Jahr zu Jahr steigern.[165])

Schon die Art der Fortschaffung des auf den Strafsen zusammengekehrten Schmutzes, sowie der in den Häusern, auf den Schlachthöfen und Märkten, in den Markthallen u. s. w. angesammelten Abfälle, bedarf einer bestimmten Regelung; in den gröfseren Städten wird dieselbe gegenwärtig meist in der Weise bewirkt, dafs man in eigener Regie, oder an Unternehmer vergeben, Kehrichtwagen zu bestimmten Stunden die einzelnen Strafsen durchfahren und die Kehricht- und Abfallmassen aufnehmen läfst.

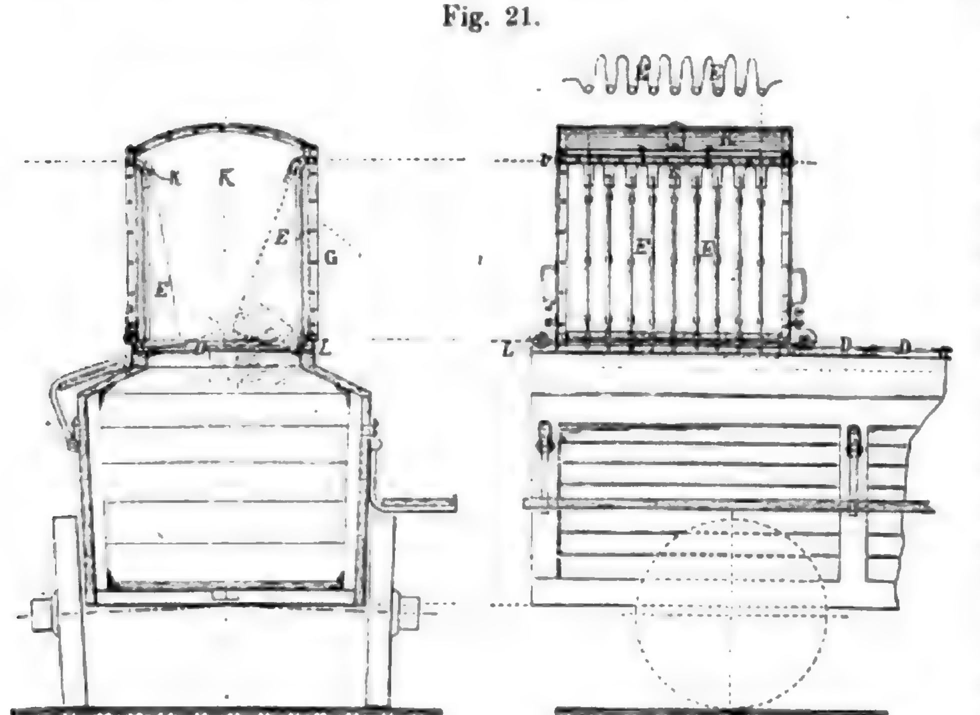
---

[165]) Wurden doch z. B. allein aus der City von London im Jahre 1890 täglich 238700 kg abgefahren, vergl. Th. Weyl, Studien zur Strafsenhygiene u. s. w. Jena 1893. S. 39.

Um das Verstäuben der auf die Wagen aufgeladenen Kehrichtmassen zu verhindern, wurden die ursprünglich offenen Wagen verdeckt eingerichtet[166]), ebenso wie in manchen Städten für die zur Ansammlung des Kehrichts der einzelnen Häuser oder Wohnungen dienenden Sammelgefäfse Deckelverschlüsse vorgeschrieben wurden. Immerhin stellte sich der Mifsstand heraus, dafs während der Entleerung der Sammelgefäfse in die Wagenbehälter ein Verstäuben nicht zu verhindern war und dafs namentlich bei starkem Winde auch gröfsere Mengen des Kehrichts fortgeweht wurden, sich auf der Strafse verbreiteten und durch die Fenster wieder in die Häuser gelangten. Dieser Mifsstand würde vollständig beseitigt erscheinen, wenn die Abfuhr des Hauskehrichts von derjenigen des Strafsenkehrichts getrennt würde, indem die Schlamm- und Strafsenkehrichtmassen in besonderen, geschlossenen Wagen abzufahren wären, während man die Hausabfälle in geschlossenen Sammelgefäfsen aufzusammeln und in diesen, jedesmal gegen leere Gefäfse auszutauschenden Behältern auf besondere Müllwagen zu verladen hätte. Bei dieser Anordnung hätte nur am Abladeorte eine Entleerung der Sammelgefäfse stattzufinden und eine Wiederverbreitung der mühsam gesammelten Abfälle in den Strafsen, sowie die dadurch drohende Gesundheitsgefährdung wäre vermieden.[167])

Eine Besserung gegenüber den jetzt gewöhnlich vorhandenen offenen Müllwagen und den offenen Sammelgefäfsen weist der den Herren Wilh. Nossian und Joh. Oehler in Wien unter No. 56365 patentierte Kehrichtwagen[168]) (s. Fig. 21) auf. Auf dem Wagen befindet sich ein auf den als Laufschienen dienenden, die beiderseitigen Wagenränder säumenden Winkeleisen *L* verschiebbarer Einwurfkasten *K*, derselbe ist auf beiden Seiten mit nach innen sich öffnenden, versteiften Klappen *E* versehen, die an Scharnieren *k* hängend, das Öffnen durch die sich entleerenden Kehrichteimer *G* in der in Fig. 21 punktiert angedeuteten Weise gestatten und nach frei gewordener Öffnung von selbst wieder zuklappen. Die erwähnten Winkeleisen *L* dienen gleichzeitig als Lager für die Enden der abnehmbaren Bretter *D*. Ist ein der Länge des Einwurfkastens entsprechender Teil des Wagens gefüllt, so wird der Einwurfkasten auf den Schienen *L* um seine Länge vorgeschoben, worauf die zur Bildung der neuen Öffnung abgehobenen Deckbretter *D* hinter *K* wieder eingelegt werden. Um die Kehrichteimer bequem zur Ausleerung bringen zu können, befinden sich auf beiden Seiten

Fig. 21.



[166]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 349.

[167]) Vergl. Th. Weyl a. a. O. S. 43.

[168]) Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 392 und Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 464.

des Wagens über den Rädern Trittbretter, die bei Nichtbenutzung aufgeklappt werden können.

Ein ähnlicher Kehrichtwagen ist von der Firma Lebach & Co. in Köln a. Rh. gebaut worden, welche auch entsprechende geschlossene Kehrichtkasten anfertigt.[169])

Erscheint somit eine befriedigende Lösung für die Abfuhr selbst der Kehrichtmassen möglich, so ist die fernere Frage: wie man sich derselben am besten entledigt, für gröfsere Städte eine weit schwierigere. Abladeplätze aufserhalb des Stadtgebietes, wie sie von den meisten Städten seither benutzt wurden, haben, aufser gesundheitlichen Bedenken, bei grofser Ausdehnung der Städte noch den Nachteil, sehr weit entfernt zu sein, sodafs sie von den Kehrichtwagen selbst nicht erreicht werden können. Bei Vorhandensein eines Wasserweges, wie in Brüssel[170]), Berlin[171]) u. s. w., oder bei Erbauung einer besonderen Bahnanlage für die Fortschaffung des Kehrichts, wie in Budapest[172]), ist zwar bei zweimaligem Umladen die Beförderung zu ermöglichen; immerhin bleiben die sonstigen Mifsstände der Abladeplätze bestehen, zu denen noch die Übelstände der im bebauten oder doch der Bebauung offenstehenden Stadtgebiet belegenen Umladestellen hinzutreten. Die diesen Umlade- und Abladeplätzen benachbarten Grundbesitzer lehnen sich mit Recht immer mehr gegen das Fortbestehen solcher Krankheitsherde auf, auf denen, besonders zu Zeiten von Epidemien, durch das Vorhandensein von Speiseresten und anderen organischen Abfällen, die den Krankheitserregern einen guten Boden zur Wucherung bieten, die Vermehrung der Mikroorganismen in hohem Grade befördert wird. Würden die Abfallstoffe sofort verwendet oder untergegraben, so käme das einer Vernichtung der schädlichen Bestandteile sehr nahe, jedoch wird eine Verwertung des Kehrichts als Dünger oder zur Aufhöhung von Ländereien immer schwieriger, weil einerseits die Landwirte nicht mit Unrecht den künstlichen oder den Stalldünger dem Kehricht vorziehen, andererseits die Aufhöhung tiefer gelegener Ländereien, namentlich, wenn sie später der städtischen Bebauung dienen sollen, gesundheitlichen Bedenken unterliegt, da die Humus-Bildung und Mineralisierung in Schichten von gröfserer Dicke nur sehr langsam vorschreitet.[173])

Infolge geringerer Verwendungsfähigkeit häufen sich daher die Abfallstoffe auf den Abladeplätzen in grofser und gefahrdrohender Weise an. In besserer Lage sind die Seestädte, in denen der Müll auf hoher See versenkt werden kann, wie dies in Liverpool, Sunderland, Dublin[174]) und in New-York[175]) seither geschah; jedoch ist dies Verfahren an die örtlichen Verhältnisse gebunden. Man ist daher in England und Amerika zur Beseitigung des Kehrichts und der städtischen Abfälle durch Verbrennung geschritten, die auch in Kopenhagen[176]) und neuerdings, wie es scheint allerdings mit geringem Erfolge, in Berlin[177]) versucht wurde. Die ersten Verbrennungsversuche fanden

---

[169]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 392; vergl. auch den Litteraturbericht.

[170]) Von der Ferme des boues am Quai de la Voirie wurde der Kehricht in Böten zum Abladeplatz in Neder-Over-Heembeck am Kanal von Willebroek gebracht; vergl. Th. Weyl a. a. O. S. 3 u. 6.

[171]) Der Abladeplatz liegt in 38 km Entfernung bei Fürstenwalde und ist auf dem Oder-Spree-Kanal zu erreichen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 311.

[172]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 465.

[173]) Vergl. Th. Weyl a. a. O. S. 9, 10 u. 47, auch den Vortrag von Nufsbaum: Beseitigung des Hauskehrichts durch Verbrennen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1895, S. 141.

[174]) Vergl. Th. Weyl a. a. O. S. 49.

[175]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 537 und 1895, S. 3.

[176]) F. Meyer. Beretning om de i 1888 udfoerte Forsoeg paa Forbraending. Kjoebenhavn 1888.

[177]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1895, S. 68.

in England vor 30 bis 40 Jahren statt, der erste geschlossene Ofen wurde jedoch erst im Jahre 1870 zu Paddington (London) errichtet. Im Jahre 1876 erbaute Tryer seinen Zellenofen (Destruktor), an welchem im Laufe der Jahre verschiedene Verbesserungen vorgenommen wurden; 1888 kam der erste Ofen nach Horsfall, 1889 der erste nach Warner, 1890 kam der für Whyley in Betrieb.[178]) Bezüglich der Konstruktion und Wirkungsweise dieser Öfen mufs auf die Litteratur verwiesen werden. Erwähnt mag nur werden, dafs an einigen Orten der Verkauf der gewonnenen Nebenprodukte Asche, Schlacken u. s. w. zur Mörtel- und Kunststeinbereitung (und als Schuttmaterial) die Betriebskosten nahezu deckt. Auch wird durch die Wärme Dampf erzeugt, der zum Treiben von Stampfmühlen und zur Erzeugung elektrischen Lichtes benutzt wird.[179])

Litteratur.

1. Selbständige Werke.

Charles J. Lomax. Collection, treatment and disposal of town refuse. Little Bolton 1882.

Rapport de la commission chargée d'aller étudier les différents modes de traitement ou de destruction des ordures ménagères en Angleterre. Paris 1886.

Charles Jones. Refuse destructors and their results up to the present time. Association of municipal and sanitary engineers and surveyors. Leicester 1887.

J. F. Pilditsch. Report as to the progress and development of the Parish of Battersea from 1855/56—1888. London 1888.

Thomas Codrington. Report on the destruction of town refuse. London 1888.

Dr. Samuel S. Kilvington (Minneapolis). Garbage crematories; Read before the American Public Health-Association Meeting at Milwaukee. Wise, November 1888.

F. Meyer. Beretning om de i 1888 udfoerte Forsoeg paa Forbraending af Kjoebenhavnsk Dagrenovation. Kjoebenhavn 1888.

Du Mesnil et M. Journet. Rapport de l'enlévement et de l'utilisation des détritus solides dans les villes et les campagnes. Paris 1889.

Dr. Samuel S. Kilvington. The destruction by cremation. Paper read at the Meeting of the American Publ. Health-Assoc. Brooklyn, Okt. 1889.

W. Augustin Davies. Aston Manor Local Board. Report on the destruction of towns refuse and disposal of the residuum, Dez. 1889.

W. G. B. Bennet. Description of the sanitary works and severage disposal of Southampton. Southampton 1890.

Will. Haywood. Report on the works executed by the commissioners of sewers of the City of London during the year 1890. London 1891.

The Oldham refuse destructor. Formal opening of the works. Reprinted from „Oldham Standard", Nov. 1891.

Destruction des immondices par le feu. Rapport de la commission spéciale. Ville de Bruxelles 1891.

The Metropolitan Year-Book. London 1892.

A. Joltrain. Les services sanitaires de la ville de Paris et du département de la Genie. Paris 1893.

Dr. Th. Weyl. Studien zur Strafsenhygiene mit besonderer Berücksichtigung der Müllverbrennung. Jena 1893.

Ein dem Magistrat der Stadt Berlin erstatteter und erweiterter Reisebericht, der im ersten Abschnitt Beobachtungen über Verkehr, Pflasterverhältnisse, Strafsenreinigung und Beseitigung der städtischen Abfallstoffe in Brüssel, Paris und London mitteilt, im zweiten Abschnitt näher auf die Verbrennung städtischer Abfallstoffe in England eingeht und zahlreiche Abbildungen ausgeführter Verbrennungsöfen verschiedener Systeme enthält.

Bohm und Grohn. Über die Müllverbrennung in England und die in Berlin anzustellenden Versuche. Berlin 1894. Ausführlicher Reisebericht mit 11 Tafeln, gedruckt auf Anordnung des Magistrats von Berlin.

---

[178]) Vergl. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1895, S. 141 und Th. Weyl a. a. O. S. 51 ff. und den Litteraturbericht S. 129 u. ff.

[179]) Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 26, 40, 50; 1891, S. 12; 1892, S. 33 u. 440. Vergl. Litteraturbericht S. 133.

2. Zeitschriften-Litteratur.

Verbrennung von Strafsenkehricht. Ann. des ponts et chaussées 1881, Mai, S. 582; Scientific Amer. 1881; Juni, Suppl. S. 4504; Juli, S. 1.

In Leeds geschieht dies in besonders hiefür konstruierten Öfen. Die kohligen Rückstände werden in Pulver verwandelt und als Düngemittel oder Desinfektionsstoff, sowie in einer Mischung mit Kalk als Mörtel verkauft. Heizmaterial ist nicht erforderlich, da der Kehricht selbst den Brennstoff liefert. Die bei der Verbrennung entwickelte Hitze wird zum Anheizen einer kleinen Dampfmaschine benutzt, welche eine Mühle zur Zerkleinerung der Rückstände treibt. Zeichnungen und Beschreibung der Apparate. Ein amerikanisches Patent beabsichtigt die Verbrennung in der Weise vorzunehmen, dafs die Kehrichtmassen in einem langen, wenig geneigt gestellten Rohre verbrannt werden, welches, nach Art der bei der Mörtel- oder Betonherstellung angewendeten Mischröhren um seine Achse gedreht wird. Die Verbrennungsgase werden in einen hohen Schornstein geleitet, in welchem sich eine Lüftungs-Feuerung befindet.

Ofen zur Verbrennung von Strafsenkehricht nach dem D. R.-P. No. 13431. Gesundheits-Ing. 1881, S. 491.

Der Kehricht und die Müllabfuhr aus London. Deutsche Bauz. 1882, S. 177.

Es ergeben sich im Jahr etwa 63000 Pferdekarren, die zur Hälfte aus Kehricht, zur Hälfte aus Strafsenschmutz bestehen; derselbe wird teils zu Unterbettungen von Strafsen (Flaschen und Topfscherben), teils zur Backsteinbereitung (Asche und Kohlenabfälle), teils zur Düngerbereitung (Pferdedünger, Abfälle der Markthallen, Gemüse- und Fischhandlungen, Schlachthäuser, Strafsenschmutz) verwendet. Im Winter bei Frost erfolgt eine Verbrennung der Stoffe.

Beseitigung des Strafsenkehrichts in Berlin. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1886, S. 6.

In $7^1/_2$ Monaten ergaben sich 60000 Fuhren, von denen 17500 in Kähne verladen und an Landwirte abgegeben wurden; 20000 Fuhren wurden direkt auf die Felder gefahren und der Rest auf Abladeplätze gebracht.

Die Anlagen zur Verbrennung der Kehrichtmassen in Dublin. Sanitary record, Bd. VI, S. 163.

Die Kehrichtverbrennung in Süd-Ealing b. London. Iron 1887, II, S. 368.

Der dort angewendete Fryer'sche „Destruktor" wurde dahin abgeändert, dafs zwischen Ofen und Schornstein ein Feuerherd eingeschaltet ist, der die zum Schornstein treibenden Teile einer noch gründlicheren Verbrennung unterwirft.

Verbrennöfen für Kehricht und organische Bestandteile. Engineer and Building Record 1889, S. 161; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 260.

Vortrag von Dr. Kilvingston in Milwaukee in der amer. Gesellschaft für öffentl. Gesundheitspflege. Der erste Ofen wurde 1865 in Gibraltar versucht. In Paddington mifslang 1870 ein Versuch. 1875 erbaute Manchester eine Gruppe von acht Öfen, die sich aber als teuer in der Unterhaltung zeigten. 1877 erprobte Birmingham den Ofen nach Patent Fryer, der im Jahre 1881 einen besseren Erfolg aufwies, worauf mehrere englische Städte, besonders Leeds, dem Beispiel folgten. Bradford errichtete einen Ofen nach Patent Healey. In Amerika befinden sich bessere derartige Anlagen in Milwaukee und Minneapolis.

Verbrennung von Strafsenkehricht in St. Louis. Sanitary engineer 1890, Aug., S. 166.

Die Fortschaffung der Abfuhrstoffe aus Berlin auf dem Wasserwege. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 311.

Zur Abladung dient ein 38 km von Berlin bei Fürstenwalde belegenes, 225 Morgen grofses geeignetes Terrain mit durchlässigem Sandboden, das auf dem Oder-Spree-Kanal über Köpenik durch die wendische Spree, den Langen-, Seddin- und Wernsdorfer See zu erreichen ist.

Die Kehrichtöfen in Leeds. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 12.

Es sind 12 Öfen im Betrieb, die zusammen in 24 Stunden 70 Tonnen Kehricht verbrennen. Durch die Wärme wird Dampf erzeugt und eine Stampfmühle betrieben, welche die Schlacken u. s. w. zur Mörtelbereitung zerkleinert. Der Verkauf dieser Nebenerzeugnisse deckt nahezu die Betriebskosten.

Die Strafsenreinigung und Beseitigung der Haushaltungsabfälle in deutschen Städten. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 433.

Wiedergabe des beachtenswerten Vortrages von Dr. Ph. Weyl auf dem internationalen Kongrefs für Hygiene und Dermographie.

Vernichtung des Hausmülls durch Verbrennen bei London. Engineering 1891, I, S. 591. Die Ergebnisse des Betriebes werden mitgeteilt.

Handhabung der Hausmüll-Verbrennungsöfen. Gesundheits-Ing. 1891, S. 712.

Wenn sorgfältige Verbrennung stattfinden soll, wird eine Absonderung der sandigen und Ascheuteile durch Aussieben erforderlich.

Die Beseitigung und Verwertung der städtischen Abfallstoffe durch Verbrennung. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 26, 40, 50; 1892, S. 33, 440.

Das „Destruktor-System“ von Ingenieur Alfred Fryer in Nottingham ist in 24 Städten Englands eingeführt; der erste Verbrennungsofen wurde 1876 in Birmingham in Betrieb gesetzt. Derselbe besteht aus einem Backsteingebäude von etwa 15 m Höhe, das durch eine Plattform abgeschlossen ist, zu der eine Rampe für die Müllwagen hinaufführt und auf welcher für die einzelnen eisernen mit dem gemeinsamen Schornstein in Verbindung stehenden Zellen Öffnungen vorhanden sind, in welche der Müll geschüttet wird. Aus den kurzen senkrechten Schachten gelangen die Abfuhrstoffe durch geneigte Ebene auf die Rostflächen. Mit den Öfen sind Rauchverzehrer verbunden, welche die entstehenden Gase verbrennen. 30 Tonnen Kehricht werden in einer Woche mit einem Kostenaufwande von 1 M. für den Tag verbrannt. Die nicht verbrennbaren Überreste werden zur Füllung von Zwischendecken in Häusern, zur Aufschüttung von Strafsen u. s. w. verwandt. Die Ofenwärme wird zur Erzeugung von Dampf für den Betrieb von Maschinen benutzt. In England enthalten jedoch die Kehrichtmassen eine Menge brennbarer Teile, da viel halbverbrannte Kohlen fortgeworfen werden, sodafs ein Zusatz von Brennmaterial nicht notwendig ist, während nach der Ansicht von Stadtbaumeister Heuser in Aachen das letztere in Deutschland erforderlich wäre. In Kopenhagen hat der Oberingenieur J. F. Meyer Verbrennungsversuche gemacht, die verhältnismäfsig günstig ausgefallen sind. In England unterscheidet man 3 Arten von Destruktoren: 1. die nur Haus- und Strafsenkehricht verbrennen; 2. die neben Müll auch Siel-Schlamm und 3. die auch noch Fäkalien verbrennen. Der Preis der Destruktoren wird je nach den örtlichen Bodenpreisen als zwischen 6000 und 30000 M. schwankend angegeben und der Einführung solcher das Wort geredet.

Die Beseitigung der Hausabgangsstoffe. Gesundheits-Ing. 1892, S. 669—676; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 356; 1892, S. 535.

Nach Vorträgen des Direktors Schlosky der Berliner Strafsenreinigung. Derselbe hat ermittelt, dafs 57 bis 95%, durchschnittlich etwa 74% des Berliner Hausmülls unverbrennbar ist. Von den übrigen 26% werden etwa 1/3 Rückstände bleiben, demnach sind 83% absolut unverbrennbar. Damit ist die Anlage eines „Destruktors“ für Berlin von vornherein in Frage gestellt. Aufser einer Anzahl englischer und amerikanischer Städte behelfen sich die übrigen Grofsstädte auch mit der einfachen Abfuhr. Am besten eingerichtet erscheint die Abfuhr in Paris und in München. In Paris erledigen 500 Fuhrwerke dieselbe in 2 Stunden (im Sommer von 6½—8½, im Winter von 7—9 Uhr morgens). In Wien wird auf den Hausfeuerstellen verbrannt, was nur zu verbrennen ist. Die Engländer verbrennen den Hausmüll hauptsächlich, um Dünger zu gewinnen. Bei Einführung von Destruktoren verringert sich die Abfuhr nicht, dagegen kommen die hohen Anlagekosten der Öfen in Betracht.

Erbauung eines Müllverbrennungs-Ofens in Berlin. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 515. Die Baudeputation soll beauftragt werden, ein bezügliches Bauprojekt nebst Kostenvoranschlag auszuarbeiten.

Strafsenreinigung und Abfuhr der Hausabfälle und des Strafsenkehrichts in Stuttgart. Gesundheits-Ing. 1893, S. 273, m. Abb.

Polizeiverordnung für die Müllabladeplätze bei Berlin. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 334; Gesundheits-Ing. 1893, S. 793.

Beseitigung des Strafsenkehrichts und Hausmülls früher und jetzt. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 465.

Ausdehnung der Kehrichtverbrennung in England. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 601.

Beseitigung des Unrats von New-York. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 537.

Derselbe wird auf Booten 64 km weit ins Meer gefahren. Da dies aber schwierig und oft mit Gefahr verbunden ist, soll er in Zukunft auf Rickers Island abgelagert und dadurch eine Aufhöhung von gegenwärtig unter Niederwasser befindlichem Lande erzielt werden.

Studien über Paris und London. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 34.

Ein Auszug aus dem Werk von Dr. Th. Weyl. Studien zur Strafsenhygiene mit besonderer Berücksichtigung der Müllverbrennung. Jena 1893.

Der Gesundheitsdienst der Stadt Paris und des Seine-Departements. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 398, 415, 430, 449, 465, 481, 497.

Auszug aus dem Werke von A. Joltrain. Les services sanitaires de la ville de Paris et du département de la Seine. Paris 1893. Eingehend werden behandelt: Die Ausübung des Gesundheitsdienstes durch die Polizeipräfektur und die Seine-Präfektur, die Kanalisation, die Beseitigung menschlicher Abfallstoffe, des Kehrichts, des Haus- und Regenwassers, die Wasserversorgung, die Strafsenbefestigung und die Instandhaltung der Strafsen.

Transportable Verbrennungsöfen für Kehricht. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 555; 1894, S. 571.

Solche sind seit kurzer Zeit in Chicago im Gebrauch und erweisen sich sehr nützlich. Sie bestehen aus einem Blechmantel in Cylinderform von 1,4 m Höhe und 75 cm Durchmesser, der am Kopfende ein Rauchrohr von 1,5 m Länge besitzt. Die Abgänge werden auf der einen Seite zugeführt. Die Asche wird auf einem Schirm gesammelt und in einen Kasten geschüttet. Als Feuerungsmaterial dient Öl.

Zur Frage der Müllverbrennung. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 582.

Der Bericht des Ingenieurs A. Petsche über die Müllverbrennung in Paris wird mitgeteilt, derselbe kommt nach einer allgemeinen Besprechung der in Leeds, Manchester und Birmingham erzielten Erfolge zu dem Schlufs, dafs die Verbrennung der in Paris jährlich erzeugten 800000 t Abfallstoffe etwa 2,50 M. für die Tonne kosten würde, während jetzt 2 M. für die Tonne gerechnet werden. Allerdings hätte die Verbrennung den grofsen Vorteil verbesserter gesundheitlicher Verhältnisse.

Verbrennung städtischer Abfallstoffe. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 180.

Es sind bereits nach mehr als 20 verschiedenen Methoden Verbrennungsanlagen ausgeführt und erprobt worden. Als beste erscheint das „Destruktor-System“, bei welchem eine Gruppe von gewöhnlich 6 Feuerherden in Zellenform vereinigt erscheint. Jede Zelle verzehrt wöchentlich 30—35 t Abfallstoffe und liefert eine Triebkraft von 10 Pferden, die auf die verschiedenste Weise ausgenutzt werden kann.

Die Müllverbrennung in England und die in Berlin anzustellenden Versuche. Deutsche Bauz. 1894, S. 303.

Infolge des Berichtes des Stadtrats Bohm und des Regierungsbaumeisters Grohn über die Studienreise in England sollen in Berlin 5 Verbrennungszellen, 3 nach System Warner und 2 nach System Horsfall zu Versuchszwecken eingerichtet werden.

Der amtliche Berliner Bericht über die ausländische Müllverbrennung. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 270 u. 308.

Es wird der Unterschied zwischen dem Berliner und dem englischen Müll hervorgehoben, in welchem bedeutend mehr Kohlenabfälle vorhanden sind. Daher ist eine Verbrennung für Berlin ohne Kohlenzusatz nicht möglich. Es wären 6 Zellen für je 50000 Einwohner erforderlich, also gegen 200 Zellen. Eine Versuchsanstalt wird demnächst eröffnet, ebenso in Hamburg. Aufserdem ist eine Verbesserung der Müllabfuhr ohne Staubentwickelung mit Goldstein's Patentwagen vorgesehen.

Beseitigung des Kehrichts. Centralbl. d. Bauverw. 1894, S. 425.

Medizinalrat Reineke und Oberingenieur Meyer (Hamburg) erörtern diesen Gegenstand und empfehlen die Verbrennung in der Versammlung des Vereins für öffentliche Gesundheitspflege.

Verbrennung und Verbrennungsöfen für Abfuhrstoffe. Engineering news 1894, Bd. XXXII, S. 167 u. 173, m. Abb.

Abfallofen nach Anderson. Engng. news 1894, S. 380, m. Abb. und Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 345.

Dieser amerikanische Ofen ist von den englischen wesentlich verschieden. Der ursprünglich für die Versuche dienende Ofen war ein Ziegelofen, in welchem die Ziegel stetig auf Wagen langsam durch den Ofen gefahren wurden. Das Feuer hat nur Zutritt zum oberen Teil des Wagens. Es wird mit Rohpetroleum geheizt. In der Stunde können 85 cbm verbrannt werden. Die in Chicago gemachten Versuche sollen erfolgreich gewesen sein.

Beseitigung der städtischen Abfallstoffe. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 501.

Neben der Verbrennung wurde die Unschädlichmachung derselben in Boston durch Dampf von 6 Atmosphären während 8 Stunden versucht. Das dabei erzeugte Fett und

Öl wurde in die Kanalanlage geführt, während die festen Stoffe getrocknet und als Dung verwertet wurden.

Müllverarbeitung. Engng. news 1894, II, S. 354.

Nach dem Verfahren von Merz wird der Müll getrocknet, wobei die Gase zur Kesselheizung benutzt werden und alsdann mit Naphtha ausgezogen. Die Flüssigkeit wird zur Gewinnung von Schmiere verdampft. Die übrig bleibenden Bestandteile des Mülls werden als Dünger verwendet. Beschreibung und Zeichnung der Anlagen in St. Louis, Buffalo, Detroit und Milwaukee. Beurteilung des Verfahrens, Kosten.

Müllofen von F. W. Baker. The Engineer 1894, II, S. 390.

Die Müllverbrennung. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 533.

Auf dem letzten Verbandstage des Vereins für öffentliche Gesundheitspflege wurde dieser Gegenstand von Oberingenieur Andreas Meyer-Hamburg eingehend behandelt. Alfred Roechling hebt hervor, dafs die neuen Öfen nicht mehr wie früher zu geringe Hitzegrade entwickeln. Als Leitsätze wurden angenommen: 1. Gegen die landwirtschaftliche Verwertung des Kehrichts bestehen keine hygienischen Bedenken, wenn derselbe gleich untergepflügt, oder bei seiner vorübergehenden Lagerung so verarbeitet, oder mit Erde bedeckt wird, dafs ein Verwehen oder Verstäuben seiner Bestandteile ausgeschlossen ist. Eine längere Lagerung des Kehrichts ohne landwirtschaftliche Verwendung und insbesondere eine Anhäufung desselben auf Plätzen, welche früher oder später zur städtischen Bebauung herangezogen werden können, ist unstatthaft. Auch mufs verhindert werden, dafs durch Lumpensammler Teile desselben in die Stadt oder in den Verkehr zurückgebracht werden. 2. Wo diese Bedingungen nicht erfüllt sind, wo die Landwirtschaft nicht im stande ist, die Mengen des städtischen Kehrichts zu bewältigen, wo die landwirtschaftliche Verwertung für die Städte zu kostspielig wird, oder wo die Gefahr besteht, dafs zu Epidemiezeiten die Abnahme des Kehrichts auf Schwierigkeiten stöfst, da empfiehlt sich die Verbrennung desselben nach englischem Muster.

Bericht über das Berliner Strafsenreinigungswesen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 536.

Zu öffentlichen Abladeplätzen hat die Stadtgemeinde ein über 90 ha grofses Grundstück am Oder-Spree-Kanal bei dem Dorfe Spreenhagen in der Nähe von Fürstenwalde für 42000 M. angekauft, wohin der Hausmüll auf dem Wasserwege geschafft wird. Die Hafenanlage zum Löschen der Schiffe kostete 72000 M. Nach vielen Schwierigkeiten gelang es, an der Oberspree einen für die Beladung der Schiffe geeigneten Platz zu erhalten, auf welchem die erforderlichen baulichen Einrichtungen in der Ausführung begriffen sind.

Die Strafsen von Paris und die Gesundheitspflege. Revue technique 1894, S. 439; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 585.

Die Müllbeseitigung in New-York. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1895, S. 3.

Bericht eines Ausschusses, der nicht die Verbrennung, sondern eine Nutzbarmachung des Mülls befürwortet, welche durch einen Reduktionsprozefs Düngemittel und Fett gewinnen läfst. Die seitherige Verbringung auf die hohe See soll jedenfalls aufgegeben werden.

Anlage zur Verarbeitung städtischer Abfallstoffe. Nach Ann. industr. 1894 in Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1895, S. 4 u. 18.

Es wird eine Studie der Ingenieure Schenoz und Sincholle über diese Frage mitgeteilt. Die Anlage soll in 24 Stunden 300 t städtische Abfallstoffe verarbeiten.

Versuche der Müllverbrennung in Berlin. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1895, S. 68.

Dieselben haben ein ungünstiges Ergebnis gehabt, sodafs die Müllabfuhr zu Wasser einstweilen beibehalten wird.

Beseitigung des Hauskehrichts durch Verbrennen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1895, S. 141. Vortrag von Nufsbaum.

Die Küchenabfälle und Speisereste bieten den Erregern der Gärung und der Fäulnis reiche Nahrung und tragen daher, abgesehen vom üblen Geruch, zur Vermehrung der Mikroorganismen bei. Auf ihnen gedeihen ferner die meisten der zur Zeit bekannten Krankheitserreger. Ähnlich verhält sich der Kehricht, der hauptsächlich aus Staubteilen besteht, welche reich an Mikroparasiten sind, deren Sporen die Erreger der Wundinfektionen zu sein pflegen. Gleiche Gefahr bieten die in den Kehricht gelangenden Verbandstoffe, Lumpen und Kleiderreste. Es ist daher eine gänzliche Vernichtung dieser

Abfälle im Sinne der öffentlichen und häuslichen Gesundheitspflege erforderlich, die zur Zeit noch nicht allerorts in genügender Weise stattfindet. In den meisten Städten werden die erwähnten Abfälle in offenen Gefäfsen vor die Hausthür gestellt, wo bis zur Abholung durch Hunde, Lumpensammler und durch den Wind die Verbreitung eines Teils der Abfälle auf der Strafse und in die Luft erfolgt. Auch bei der Abholung wird durch das Einschütten des Kehrichts in die Wagen ein Teil verstäubt. Der Rest wird auf Abladeplätze gebracht und im günstigsten Fall landwirtschaftlich verwendet. Würden die Abfallstoffe sofort untergepflügt, so käme das einer Vernichtung sehr nahe, da dies aber nur in einem Teil des Jahres möglich ist, so enthalten die Lagerplätze, deren Beschaffung nicht selten grofse Schwierigkeiten verursacht, eine grofse Gefahr für die Verbreitung von Krankheiten. Diese Nachteile lassen sich vermeiden, wenn die festen Abfallstoffe dort, wo sie erzeugt werden, auch zur Verbrennung gelangen. Die Rückstände sind dann gefahrlos, nehmen einen viel geringeren Raum ein und lassen sich in Form von Asche zu Dungzwecken, in Form von Schlacken zur Wegebefestigung und zur Auffüllung verwerten. Diese Verbrennung in den Haushaltungsfeuerungen läfst sich aber nicht überall durchführen und daher ist man in England und Amerika zur Verbrennung der festen Abfallstoffe in städtischen Anstalten geschritten, wodurch die Gefahren der Krankheitsübertragung beseitigt und die Massen auf $^1/_3$ des Gewichts und $^1/_5$ des Rauminhaltes gebracht werden. Sind in dem Strafsenkehricht und im Kanalschlamm nicht zu grofse Mengen von Sand enthalten, so sind auch diese zur Verbrennung geeignet, wodurch sich die Abfuhrkosten wesentlich verringern.

Die ersten Versuche der Verbrennung fanden in England vor 30 bis 40 Jahren statt; der erste geschlossene Ofen jedoch wurde im Jahre 1870 zu Paddington (London) errichtet. Sechs Jahre später erbaute Fryer seinen „Destruktor".

In den Fryer'schen Öfen werden die Verbrennungsgase zum Trocknen, Vorwärmen und Entzünden der Abfallstoffe ausgenutzt und gehen von diesen austretend unmittelbar in den Schornstein. Dadurch ist eine zu grofse Abkühlung der Gase und Destillationsprodukte bedingt, woher stets Rauch und übelriechende Gase in die Luft geführt werden. Auch flogen anfangs grofse Mengen feiner Asche, Staub und halb verbrannten Papieres in die Luft und belästigten die Nachbarschaft. Dies wird durch Einbringung eines überwölbten Rostes im Hauptfuchs nach den Angaben von Jones beseitigt, auf welchem ein lebhaftes Feuer unterhalten wird, das die Abgase durchstreichen. Durch Erweiterung des Hauptfuchses und durch Zickzackführung der Rauchgase wird ferner eine Ablagerung der Staubteile erzielt. Da die Unterhaltung dieses Feuers Kosten verursacht, so führt Horsfall in seinem Ofen die Verbrennungsgase derart, dafs sie nach dem Vorwärmen der Abfallstoffe die Stichflamme des Feuers noch einmal durchstreichen müssen. Von hier gelangen sie in eine besondere Staubablagerungskammer und dann erst durch den Fuchs in den Schornstein. Ferner macht Horsfall seine Roste beweglich (durch Excenterwelle), um die der Verbrennung ungünstigen Sand- und Aschenteile, nach Aufbringung der vorgewärmten Abfallstoffe auf den Rost, entfernen zu können. Endlich schliefst er die Luftzuführung ab und führt Dampf oder erhitzte Luft durch Gebläse zu den Rosten, um möglichst hohe Temperaturen zu erzielen. Dadurch wird aber die ganze Anlage teuer. Die erforderlichen Eisenteile nutzen sich rasch ab, sodafs den Vorteilen auch Nachteile gegenüberstehen. Warner verbesserte den Fryer-Ofen, indem er durch Anbringen eines sich selbstthätig schliefsenden Aufschütttrichters und von Schiebethüren vor dem Schlackenrost und dem Aschfall das Eindringen kalter Luftströme in den Ofen verhinderte. Ferner ermöglicht seine Anordnung die Abstellung und Regelung des Zuges jeder einzelnen Zelle, unabhängig von den übrigen Zellen, auch werden gleich Horsfalls Anordnung die Abgase im Ofen verbrannt.

Die Menge der festen Abfallstoffe beträgt in England etwa 0,5 **kg** für den Tag und Kopf der Bevölkerung. Eine Zelle verbrennt innerhalb 24 Stunden 4 bis 10 **t**, durchschnittlich 6—8 **t**. Die Asche und Schlacke können verwertet werden. Die Temperaturen, die Crodington im Jahre 1887 häufig zu niedrig fand, sinken jetzt nirgends unter 500° C. und steigen beim Horsfall-Ofen auf 800—1000°. Der Heizwert der Abfallstoffe beträgt nur $^1/_{30}$, im ungünstigsten Fall $^1/_{42}$ guter Kohle. Dampfkesselheizung in kleineren Betrieben wohl möglich, aber die Hoffnungen auf Betrieb grofser Beleuchtungswerke u. s. w. gehen

zu weit. Die Kosten im Mittel ergaben sich für eine Zelle (ohne Grunderwerb) zu 14000 M., die Betriebskosten zu 1 M. für 1 t Abfall. Für Jones' Rauchverzehrer ist ein weiterer Aufwand von 0,3 bis 1 M. für die t erforderlich. Für Hamburg sind die Gesamtkosten des Betriebes samt Abnutzung, Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals für je 100000 E. auf 48000 M. berechnet, während die Abfuhrkosten der Hausabfallstoffe allein 45700 M., die des Strafsenkehrichts u. s. w. auf 36000 M. berechnet werden. Für Hannover sind die Abfuhrkosten für 200000 E. 48000 M., also würden Mehrkosten kaum zu decken sein. In England baut man für 100000 E. eine Anstalt mit 9—16 Zellen. In Hannover wäre eine Anstalt für 200000 E. genügend. Unterschiede im Brennwert in Hannover nicht zu befürchten, in Berlin wohl. Als hygienische Anforderungen an die Verbrennungsrückstände sind zu nennen: 1. die Abfälle sind im Hause in Gefäfsen aus Blech oder Steingut zu sammeln, welche mit dicht schliefsenden Deckeln versehen sind. 2. die Abfälle sind täglich in entsprechend gestalteten Wagen abzuführen, in die Ofenhalle zu bringen und dort ohne weitere Umladung unmittelbar zu verarbeiten, was nur durch eine richtige Regelung des Betriebes erreicht werden kann. 3. Auch die gröberen Fremdstoffe (Scherben, Blechdosen u. s. w.) sollen den Weg durch das Feuer nehmen, damit eine gründliche Desinfektion stattfindet. 4. Die Arbeitsräume sind mit Frischluft von einer der Jahreszeit entsprechenden Temperatur derart zu versehen, dafs ein Austreten von Feuergasen und Destillationsprodukten ausgeschlossen erscheint. 5. Den Arbeitern ist eine besondere Arbeitskleidung zu liefern, welche wöchentlich einmal gewaschen und ausgekocht werden mufs. Ein Raum zum Kleiderwechseln mufs vorhanden sein, in welchem sich einige Brausebäder und Waschbecken befinden, weil im anderen Fall die Übertragung von Infektionskrankheiten durch die Arbeiter, wenn nicht wahrscheinlich, so doch möglich erscheint.

Zur Frage der Müllbeseitigung in Berlin. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1895, S. 191, 228, 249 und 264.

Vom 1. Juni d. J. an soll das „Wechselkastensystem" zur Anwendung gelangen. Verschiedene Vorträge werden wiedergegeben und dankenswerte Angaben gemacht.

Die Verwertung des Mülls in Boston nach dem Verfahren von Arnold. Engineering news 1895, I, S. 211.

Der Müll wird behufs Gewinnung von Fett mit Dampf gekocht, dann ausgeprefst und in geschlossenen Gefäfsen getrocknet.

Die Verbrennung der Abfallstoffe. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1895, S. 233.

3. Müll- und Kehrichtwagen.

Geigers Schlamm-Abfuhrwagen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1889, S. 13, m. Abb.

Statt der ursprünglichen Reinigung der Strafsen-Schlammfänger mit der Baggerschaufel, wobei der Schlamm auf die Strafse geschöpft und später abgefahren wurde, sind vielfach schmiedeeiserne Eimer mit siebartig durchbrochenen Wandungen und einem kleinen Loch im Boden in die Schlammfängerschachte gesetzt worden, die von Zeit zu Zeit herausgehoben und in die Abfuhrwagen entleert wurden. Daran anknüpfend erfand Geiger seinen Abfuhrwagen, der mit einem Krahn ausgerüstet ist, mittels dessen Vorgelege die Schlamm-Eimer aufgewunden und über den eisernen Wagenkasten zur Entleerung gedreht werden können, welch letzterer wiederum durch eine Zahnstange mittels Kurbel und Vorgelege schräg gestellt werden kann, um aus der, mittels Schnecke und Schneckenrad-Segment, durch Drehung des neben dem Hinterrade angebrachten Handrades geöffneten Entleerungsthür auf dem Entladeplatz den Schlamm auszuleeren. Auch die Eimer sind besonders konstruiert und besitzen einen Klappboden, durch dessen Öffnung der Schlamm in den Wagenkasten stürzt. Der Schlamm-Schacht wird nur wenig tiefer als der Eimer hoch ist angelegt und erhält unter dem Syphonrohr einen gufseisernen Kranz, auf den der mit ähnlichem Kranz ausgestattete Eimer zu hängen kommt. Es kann also nur Wasser auf den Boden des Schachtes durchsickern, und damit dieses Bodenwasser das Einstellen des Eimers nicht hindert, hat der Eimerboden ein nach oben sich öffnendes Ventil.

Kehrichtwagen mit Planabdeckung. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 349. In Frankfurt a. M. versuchsweise zur Verhinderung der Staubbildung eingeführt.

Siebvorrichtung zur Sonderung des Strafsen- und Hauskehrichts. Engng. news 1890, Bd. 23, S. 242, m. Abb. Die vorhandenen Eisenteile werden durch Magnete ausgeschieden.

Kehrichtsammelwagen mit Aufsatzcylindern, D. R.-P. No. 53770. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 247, m. Abb. Zur staubfreien Entleerung der Hofkehricht-Behälter dienend.

Kehrichtwagen mit geschlossenem eisernen Kasten von nahezu 2 cbm Fassungsraum. Engineering Rec. and Sanitary engineer 1891, Okt. S. 338. Zur Entleerung wird der Kasten mittels eines Krahnes abgehoben.

Strafsenreinigungswagen von Flanigau in New-York. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 247, m. Abb.

Derselbe besitzt einen drehbar gelagerten, halbkreisförmigen Kasten, der vom Kutschbock aus mittels eines Vorgeleges gekippt werden kann und bei halber Öffnung des sonst dicht schliefsenden Wagendeckels sich leicht entleert.

Kehrichtabfuhr mittels Eisenbahnwagen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 465.

In Budapest erfolgt die Abfuhr mittels einer Eisenbahn, die vom Unternehmer Ludwig v. Csèry nach einem eigenartigen System gebaut ist. Die zu beladenden Wagen stehen in einem Tunnel, in dessen Decke 42 Öffnungen angebracht sind, durch welche der Kehricht direkt aus den Abfuhrwagen in die Eisenbahnwagen geschüttet wird.

Kehrichtwagen der Firma Lebach & Co. in Köln a. Rh. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 392.

Der mit fester Bedachung (Holzdecke mit Wellblech) versehene Wagen hat über der Ladekante einen Aufsatz, der an beiden Seiten mit nach innen sich öffnenden und ihrer Stellung entsprechend von selbst wieder sich schliefsenden Klappen versehen ist, die auch bei starkem Winde den Austritt von Staub verhindern sollen. Der Aufsatz kann auch an vorhandenen Wagen angebracht werden. Die Entladung erfolgt bei zweispännigen Wagen zum Teil von hinten, zum Teil seitlich, oder von unten, bei einspännigen Wagen durch Kippen. Dieselbe Firma hat auch einen entsprechenden geschlossenen Müllkasten angefertigt.

Kehrichtwagen der Kehricht-Gesellschaft zu New-Orleans. Le Génie civil 1894, S. 250; Engng. news 1894, S. 180.

Der Behälter kann behufs Entladung herabgelassen und vom Wagengestell gelöst werden. In New-Orleans sind 40 derartige Wagen im Gebrauch.

F. Litteratur,

verschiedene Gegenstände betreffend.

a. Strafsenbeleuchtung.

1. Selbständige Werke.

Mendlik, A. Die Gasbeleuchtung. Budapest 1879.

Schellen, H. Die neuesten Fortschritte auf dem Gebiete der elektrischen Beleuchtung und der Kraftübertragung. Köln 1880.

Bernstein, A. Die elektrische Beleuchtung. Berlin 1880.

Urquhart, J. W. Electric light, its production and use etc. London 1880.

Crompton, R. E. The electric light for industrial uses etc. London 1880; deutsch von F. Uppenborn. München 1881.

Hospitalier, E. Les principales applications de l'électricité. Paris 1881.

Armengaud. Manuel de l'éclairage électrique etc. Paris 1881.

Holthof, F. Das elektrische Licht in seiner neuesten Entwickelung u. s. w. Halle 1882.

Alglave, E. und J. Boulard. La lumière électrique etc. Paris 1882.

Routledge, R. Electric lighting. London 1882.

Merling, A. Elektrotechn. Bibliothek, Bd. I. Die elektr. Beleuchtung u. s. w. Braunschweig, 2. Aufl. 1884.

Behrend, G. Das elektrische Licht. Halle 1883.

Uhland, W. H. Das elektrische Licht und die elektrische Beleuchtung. Leipzig 1883.

Krüss, H. Die elektrische Beleuchtung in hygienischer Beziehung u. s. w. Hamburg 1883.

Urbanitzky, A. Das elektrische Licht und die hierzu angewendeten Lampen. Wien 1883.

Graetz, L. Die Elektrizität und ihre Anwendungen zur Beleuchtung u. s. w. Stuttgart, 2. Aufl. 1885.

Hagen, E. Die elektrische Beleuchtung u. s. w. Berlin 1885.

Maisonneuve, S. La lumière électrique et ses applications. Paris 1886.

Hartmann, K. Bericht über die Fortschritte der Gas- und elektrischen Beleuchtung u. s. w. Heft 6 vom VI. Internationalen Kongreſs für Hygiene und Demographie zu Wien 1887.

Schilling. Über den gegenwärtigen Stand der elektrischen Beleuchtung. München 1888.

May, O. Anweisungen für den elektrischen Lichtbetrieb u. s. w. Frankfurt a. M. 1888.

Wetter, B. von. Les applications de la lumière électrique. Paris 1888.

Schrader, W. Die elektrische Beleuchtung im Verhältnis zur Stadtverwaltung u. s. w. 2. Aufl. Magdeburg 1889.

L'éclairage à Paris. Étude technique des divers modes d'éclairage employées à Paris par Henry Maréchal. Paris 1894. Besprochen in No. 2 der Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1895.

Eine gründliche Behandlung der Entwickelung des Beleuchtungswesens von Paris, und da dort fast sämtliche Erfindungen probiert worden sind, auch des gesamten Beleuchtungswesens. In dem geschichtlichen Teile geht der Verfasser von den ersten Versuchen unter Ludwig XIV. mit 6000 Talglichtern, Öllaternen u. s. w. aus, bespricht dann die Gasbeleuchtung (1820–1839) und die seit 1855 noch jetzt bestehende „Compagnie Parisienne d'éclairage et de chauffage par le gas". Seit 1876 besteht die elektrische Straſsenbeleuchtung, mit den Jablokoff-Kerzen beginnend, dann kam Loutin mit seiner Dynamomaschine und Edison mit dem Glühlicht 1889. Das Fernleitungssystem von Gaulard et Gibbs brachte die Lösung des Problems der Beförderung der Elektrizität auf groſse Entfernungen. 1888 wurde die Stadt in Sektoren geteilt. Aber neben dem elektrischen Licht behauptet sich das Gas. Gegenwärtig 53 000 Gaslaternen und 461 elektrische Lampen auf den Straſsen. In den Häusern 2 Millionen Gasflammen, 280 000 Glühlampen und 9000 Bogenlampen. Der jährliche Gasverbrauch 263 Millionen cbm, der Kraftaufwand für die elektrische Beleuchtung 30 000 Pferdekräfte. Die weiteren Kapitel behandeln die Gaserzeugung und Verteilung, die Prüfung und Verwendung unter Vorführung von Kandelabern und Beleuchtungskörpern auch für festliche Zwecke, die Verträge der Stadt mit der „Comp. parisienne". Die folgenden Abschnitte sind dem elektrischen Licht gewidmet. Die verschiedenen Gesellschaften mit ihren Systemen, Centralmaschinen u. s. w. werden besprochen, die Arten der Kabelverlegung, die Verbindungen, Abzweigungen u. s. w., die Vertragsverhältnisse der Stadt und die wirtschaftliche Seite der Frage. Im Schluſskapitel wird eine neue Berechnungsmethode für die öffentliche Straſsenbeleuchtung entwickelt. Ausgehend von der Ermittelung der Flächenhelligkeit stellt der Verfasser diese Rechnungsgröſsen zu graphischen Tabellen zusammen, denen die Ergebnisse bezüglich der Zweckmäſsigkeit und Wirtschaftlichkeit einer gewählten Lichtausteilung entnommen werden können. Als Maſsstab für die Wirtschaftlichkeit werden die Selbstkosten hingestellt, welche die durchschnittliche Erhellung einer Are Bodenfläche mit der Helligkeitseinheit (1 Meterkerze) f. d. Stunde verursacht, für gewöhnliche Spaltbrenner 6,81 Cts., für Intensivbrenner mit 750 l Stundenverbrauch 3,65 Cts. und für Bogenlampen zu 10 Ampères im Mittel 1,58 Cts.

2. Zeitschriften-Litteratur.

Beleuchtung der Pariser Straſsen. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1881, S. 211.

Straſsenbeleuchtung. Baugewerksztg. 1883, S. 645.

Es werden folgende Angaben zur Vergleichung von Lichtstärken und Bestimmung der elektrischen Leuchtkraft gemacht: Eine „Normalkerze" entspricht der Lichtwirkung einer reinen Paraffinkerze von 20 mm Durchmesser bei einer Flammenhöhe von 50 mm. Als „Normal-Gasflamme" gilt die Argand-Flamme von 15 Normalkerzen mit 150 l stündlichem Gasverbrauch. Eine Edison-Lampe von 16 Normalkerzen entspricht ungefähr $^{1}/_{10}$ Pferdestärke.

Die elektrische Beleuchtung der Straſsen Londons. Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 179.

Dieselbe wird nach dem Bericht des Oberingenieurs Haywood beschrieben und eine Vergleichung der verschiedenartigen seither verwendeten Systeme gegeben.

Die Beleuchtung der Straſse Holborn-Viadukt. Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 284.

Dieselbe erfolgt mittels Edison'schen Glühlichtes und zwar durch 92 Laternen von je 16 Kerzen Leuchtkraft, von denen jede 130 qm Straſsenfläche belichtet. Auſserdem wirken noch etwa 745 Glühlichter von den Läden aus. Die Anlage wird fortgesetzt erweitert. Der glühende

Körper innerhalb der birnenförmigen luftleeren Glaskörper besteht aus verkohlter Bambusfaser von 1—2 mm Stärke.

Leuchttürme zur Strafsenbeleuchtung. Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 222.

In mehreren amerikanischen Städten sind zu diesem Zwecke etwa 50 m hohe, aus drei durch Eisennetzwerk verbundenen Eisenröhren hergestellte Türme errichtet worden, die nur 3500 kg wiegen und etwa 5000 M. kosten.

Einiges über Strafsen- und Beleuchtungswesen in Wien. Deutsche Bauz. 1884, S. 530.

Die Höhenlage der Strafsenlaternen. Civiling. 1887, S. 69; Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1889, S. 457.

Wie Prof. Dr. Hofmann bereits im Jahre 1881 nachgewiesen hatte, ist die Höhenlage der Strafsenlaternen zu gering, um den zwischen denselben liegenden Teilen der Strafse die gröfstmöglichste Lichtmenge zuzuführen. Köpke berechnet die Beleuchtung y des Bodens in einer Entfernung z vom Fufspunkte einer Laterne, wo die Lichtstrahlen unter dem Winkel α gegen den Horizont einfallen, zu:

$$y = \frac{a \sin \alpha}{\sqrt{h^2 + z^2}} = \frac{a\,h}{(h^2 + z^2)^{3/2}},$$

wenn a die Leuchtkraft und h die Höhe der Strafsenlaternen bedeuten. Für $h = \frac{z}{\sqrt{2}}$ wird y zum Maximum und zwar zu $y_{max} = 0{,}3849 \frac{a}{z^2}$. Ist der Abstand zweier Laternen 30 m, so liegt der zwischen ihnen am wenigsten beleuchtete Punkt in $z = 15$ m vom Fufspunkt der Laternen. Damit hier die Helligkeit möglichst grofs wird, müfste also die Höhe der Laterne $h = 15 \,.\, 0{,}707 = 10{,}6$ m gemacht werden. Bei der üblichen Höhe von etwa 3 m wird die Helligkeit des Punktes etwa nur halb so grofs. Demgegenüber weist Coglievina auf den Umstand hin, dafs bei der auf den Strafsen bedingten Stellung der Laternen zahlreiche Lichtquellen geringerer Stärke, unter Annahme gleichen Gasverbrauchs, gröfsere Helligkeit der Strafsenflächen erzeugen, als vereinzelte starke Brenner.

Gaslaternen mit Glaslinsen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1887, S. 230.

Die von John G. Winton angegebene Einrichtung soll dem seitherigen Übelstande, dafs nur der Platz unter der Laterne hell beleuchtet ist, abhelfen. Zu dem Zweck sind gegenüber mehreren Brennern verstellbare Glaslinsen in Rahmen angeordnet, die das Licht gleichmäfsiger auf die Strafsenfläche verteilen.

Magnesium-Lampen. Deutsche Bauz. 1887, S. 512.

Das Licht dieser von Süfs erfundenen und für seinen Arbeitsplatz benutzten Lampen hat bei matten Scheiben eine Lichtstärke von rund 380 Normalkerzen, bei hellem Glase von 450 Normalkerzen und erscheint zur Erhellung eines Platzes oder eines entfernten Punktes geeignet.

Vergleich der verbesserten Strafsenbeleuchtungen. Deutsche Bauz. 1888, S. 568.

Lichtträger der elektrischen Strafsenbeleuchtung in Berlin. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 195.

Laternenglocken mit Strafsenbezeichnungen. Baugewerksztg. 1890, S. 1177.

In St. Louis sind die Strafsennamen derart auf die Glasglocken der elektrischen Strafsenlaternen geschrieben, dafs sie abends vergröfsert auf weifse Tafeln geworfen werden.

Ausdehnung der elektrischen Beleuchtung in Berlin. Gesundheits-Ing. 1891, S. 508.

Im Jahre 1889/90 brannten 74269 Bogen- bezw. Glühlichter in 41800000 Brennstunden. Das Kabelnetz hat eine Länge von 79 km. Die maschinellen Einrichtungen der Berliner Elektrizitätswerke vermögen 120000 Normallampen zu speisen, deren Anlage für eine Lampe etwa 100 M. kostet.

Verwendung elektrischer Beleuchtungswagen zu Strafsenarbeiten. Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1892, S. 323. In Köln wurden damit gute Erfolge erzielt, um bei Nachtarbeit Rohrbrüche zu beseitigen.

Laternenanzündung von der Gasanstalt aus. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 117.

In Chicago wird dies durch den Druck des Gases auf einen Elektromagnet mit Induktionsspule ausgeführt, dessen Drahtleitung nach einer im Laternenfufs befindlichen galvanischen Batterie führt. Durch Bewegung des Elektromagneten wird der Hahn geöffnet, während gleichzeitig ein Funke überspringt.

Die elektrische Strafsenbeleuchtung in München, von Ing. F. Kraufs. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1895, S. 16—21.

b. Baumpflanzungen.

1. Selbständige Werke.

Czullik, A. Behelfe zur Anlage und Bepflanzung von Gärten. Wien 1882 und 1885.
Nietner, T. Gärtnerisches Skizzenbuch. Berlin 1883.
Falke, J. v. Der Garten, seine Kunst und Kunstgeschichte. Stuttgart 1884.
Tuckermann, W. P. Die Gartenkunst der italienischen Renaissancezeit. Berlin 1884.
Jürgens, R. Praktische und ästhetische Anforderungen an neue landschaftliche Anlagen. Leipzig 1886.
Ompteda, L. v. Rheinische Gärten von der Mosel bis zum Bodensee u. s. w. Berlin 1886.
Hampel, W. Die moderne Teppichgärtnerei. Berlin 1887.
Hampel, C. Stadtbäume, Anleitung zum Pflanzen und Pflegen der Bäume in Städten. Berlin 1893.

2. Zeitschriften-Litteratur.

Städtische Baumpflanzungen. Baugewerksztg. 1880, S. 517, 532 u. 548, m. Abb.

Beachtenswerter Aufsatz von Prof. Dietrich über die Anordnung von Alleestrafsen, die Pflanzmethode und Bewässerung der Bäume mit besonderer Beziehung auf Berliner Verhältnisse.

Baumpflanzungen in städtischen Strafsen. Scientific american, Suppl. 1881, S. 4662.

Um Alleen von edleren, langsam wachsenden Baumarten zu erhalten und doch in der Zwischenzeit schnell ein schattiges Laubdach zu erzielen, wird vorgeschlagen, diejenige Baumart, welche dereinst die Strafsen beschatten soll, in grofsen Abständen, wie sie für ältere Bäume passen, zu pflanzen und vorläufig schnell wachsende Bäume, wie Silber-Ahorn oder ähnliche, dazwischen zu setzen, die schnell Schatten geben und später herausgenommen werden können. In Paris werden allerdings mit grofsen Kosten gleich ältere Bäume in die Strafsen gepflanzt.

Beiträge zur Behandlung von Alleebäumen an Strafsen. Deutsche Bauz. 1881, S. 47, 131, 233; Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1881, S. 31; Rombergs Zeitschr. für das Hochbauw. 1881, S. 409.

Das Absterben vieler Alleebäume im Winter 1879/80 in Wien hat eingehende Besprechungen hervorgerufen, aus denen hervorgehoben sei, dafs nach Prof. Dr. Böhm als Hauptursache die Absperrung des Sauerstoffzutritts durch die infolge häufigen Befeuchtens entstandene Erdkruste anzunehmen sei. Prof. Wollny empfiehlt besonders die Auflockerung des Bodens, weil der lockere Boden ein schlechterer Wärmeleiter ist, als der feste und sucht die Ursachen für das Absterben vieler Bäume in Städten, abgesehen von der oft ungenügenden Bewässerung, hauptsächlich in der Beschaffenheit des Bodens.

Bewässerung der Bäume in Strafsen. Deutsche Bauz. 1882, S. 311, 355 u. 370.

Schwieger empfiehlt unter Berechnung der Kosten, neben den Bäumen einen Rohrstrang zu verlegen, aus welchem den einzelnen Bäumen ein kleiner fortdauernd fliefsender Quell zuzuführen sei. Prof. Dietrich bemerkt dagegen, dafs solche künstliche Quellen dicht unter der Oberfläche schwer zu regulieren seien und verweist auf die in Paris üblichen Methoden der Baumbewässerung mittels Baumgitter und Drainierung. Gartendirektor Mächtig in Berlin befürwortet die Herstellung eines durchlässigen Pflasterstreifens neben den Bordschwellen, erkennt jedoch gleichzeitig den Wert der durchbrochenen Baumgitter an.

Baumpflanzungen in den Strafsen von Paris. Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 188.

Abgesehen von den Bäumen in Parks und kleineren Schmuckanlagen standen Ende 1881 in den Strafsen von Paris etwa 87600 Bäume, meist Platanen oder Kastanien, von denen jeder mit allen Nebenanlagen 139 M. gekostet hat. Um den schädlichen Wirkungen des Gases vorzubeugen, sind die Gasröhren mit Thonmänteln umgeben worden, deren Innenraum mit der Strafsenluft in Verbindung steht.

Wert städtischer Baumpflanzungen in Strafsen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 255.

Baumpflanzungen in Berlin. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 192 u. 264.

In der Potsdamer Strafse wurden Gruben von 1,9 m Breite, 1,2 m Tiefe hergestellt, und mit 0,2 m starker Lehmschicht ausgeputzt, um dieselben vor den Einwirkungen des Leuchtgases zu schützen. In diese Grube kommt ein oben und unten offener Kasten, dessen Wände aus dichtem Flechtwerk bestehen und der mit guter Erde ausgefüllt die in Kübeln stehenden Bäume aufnimmt. Die Anpflanzung jedes Baumes kostete 40 M. In Strafsen mit Asphaltpflaster hat es sich als erforderlich erwiesen, an den Bordkanten unter dem Asphalt des Fahrdammes eine mindestens 0,5 m breite und 0,25 m starke Schicht zerschlagener Feldsteine, die vor Auf-

bringung des Asphaltes noch schwach mit Sandbeton abgeglichen wird, anzubringen. In diese Schicht können Eingufsröhren geführt werden, durch welche das Wasser zu den Wurzelspitzen sickern kann. Es hat sich dies Verfahren auf dem Damme der Südseite der Strafse „Unter den Linden" zum Vorteil der Bäume bewährt.

Beschädigung von Pflanzen durch Dämpfe von Pflasterfugen-Ausgufsmasse. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 215; 1892, S. 288; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 258.

Dehnhardt teilt die durch verschiedene Gutachten bestätigte Beobachtung mit, dafs das in den Asphaltdämpfen enthaltene Eisen eine nachteilige Einwirkung auf Rosen und Pflanzen mit gerbstoffhaltiger Oberhaut zeigt.

Die Bepflanzung der Strafsen und Plätze Berlins. Zeitschr. f. Transportw. u Strafsenb. 1892, S. 392 und 1893, S. 491.

Auswahl der Baumarten bei den Strafsenanpflanzungen in Belgien. Ann. d. trav. publ. de Belgique 1893, S. 1—75.

Baumpflanzungen an städtischen und Landstrafsen, sowie Beschädigung derselben durch Gase. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 366. Besprechung der Schrift vom Obergärtner C. Hampel in Treptow bei Berlin durch Dehnhardt.

Über städtische Baumpflanzungen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 16 u. 32. Kurze Besprechungen zu Gunsten derselben unter Hinweis auf die Pariser Anlagen.

Parkanlagen und Schmuckplätze in Berlin. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 580.

Es sind gegenwärtig 115 derartige Anlagen vorhanden, die unter Angabe der Gröfsenverhältnisse aufgezählt werden.

c. Bauordnungen. Gerichtliche Erkenntnisse und polizeiliche Verordnungen.

1. Selbständige Werke.

Anhaltspunkte für die Verfassung neuer Bauordnungen in allen die Gesundheitspflege betreffenden Beziehungen. Bericht von Prof. Franz Ritter v. Gruber, mit Berücksichtigung der Ergänzungen von Prof. Dr. Max Gruber. Wien 1893.

Die Bearbeitung behandelt: 1. die Stadtregulierungs- und Erweiterungspläne, 2. die räumliche Gestaltung der Wohngebäude und deren Beziehung zur Umgebung, 3. die Baukonstruktionen der Wohngebäude, 4. die Feuerungs-, Heizungs- und Lüftungsanlagen in Wohngebäuden, 5. die Wasserversorgung, 6. die Anlage zur Ansammlung und Entfernung der häuslichen Abfälle, des Niederschlags- und Grundwassers, 7. die Gasleitungen, 8. die elektrische Beleuchtungs- und Kraftübertragung, 9. die Blitzableiter, 10. die Aufzüge, Krahne und Hebezeuge, 11. die Industriebauten, 12. Gebäude und Räume für öffentliche Benutzung und Verkehr, 13. die Bestimmungen, welche die Bewilligung und Durchführung eines Baues, sowie die Benutzungsbewilligung betreffen, 14. Erhaltung, Reinhaltung und Benutzung bestehender und Abbruch mangelhafter Gebäude, 15. Anwendung der Bestimmungen neuer Bauordnungen auf schon bestehende oder genehmigte Gebäude, 16. Zusammensetzung und Bildung der zur Durchführung der Bauordnung berufenen Behörden in Bezug auf die Wahrung gesundheitlicher Anforderungen.

Grundlagen für die Verfassung einer neuen Bauordnung der K. K. Reichshaupt- und Residenzstadt Wien, herausgegeben vom österr. Ing.- u. Arch.-Ver. Verlag des Vereins 1894.

Die Ergebnisse der unter dem Vorsitz des Baurates A. v. Wielemans gepflogenen Beratungen eines siebzehngliedrigen Ausschusses werden in Form einer Bauordnung veröffentlicht und bestehen aus 963 Punkten, die zu 116 Paragraphen zusammengefafst sind und vier Hauptstücke bilden: 1. über allgemeine Bestimmungen, 2. von der Einteilung des Gemeindegebietes, sowie von den Bau- und Verkehrsflächen, 3. von den auf die Bauten Bezug nehmenden Vorschriften, 4. von der Durchführung der Bauordnung. Das ungemein eingehend bearbeitete Werk wird von J. Stübben in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1894, S. 457—461 besprochen, günstig beurteilt und allen empfohlen, die sich mit den einschlägigen Fragen zu befassen haben.

2. Zeitschriften-Litteratur.

Das neue preufsische Gesetz, betreffend die Anlegung und Veränderung von Strafsen und Plätzen in Städten und ländlichen Ortschaften vom 2. Juli 1875. Deutsche Bauz. 1875, S. 413.

Anwendung des preufsischen Fluchtliniengesetzes vom 2. Juli 1875. Deutsche Bauz. 1880, S. 190.

Entscheidung des preufs. Bautenministeriums, dafs eine neue Baufluchtlinie, welche vor der alten Hausflucht liegt, nicht aus dem Grunde bestritten werden kann, weil der Eigentümer im Falle eines Neubaues einen Teil der Wegfläche von der Gemeinde erwerben müfste.

Verhandlungen über die Umarbeitung der Berliner Baupolizei-Ordnung. Rombergs Zeitschr. f. d. Hochbauw. 1881, S. 136.

Das preufsische Fluchtlinien-Gesetz vom 2. Juli 1875. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 112; Deutsche Bauz. 1881, S. 180; Baugewerksztg. 1881, S. 276. Beurteilung desselben nach seinen einzelnen Teilen und nach gerichtlichen Erkenntnissen.

Allgemeine Bauordnung für das Grofsherzogtum Hessen. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 119.

Neue Bauordnung für Paris. Gaz. d. arch. et du bâtiment 1881, S. 94.

Dieselbe betrifft das Vortreten von Plinthen, Pilastern, Balkonen u. dgl. vor die Strafsenfluchtlinie. Die Gröfse des Vorsprunges wird von der Breite der Strafse und der Fufswege abhängig gemacht.

Grundsätze bei der Wertabschätzung von städtischen Grundstücken und Vorgärten. Rombergs Zeitschr. f. d. Hochbauw. 1881, S. 523, 550 u. 582. Unter Bezugnahme auf das Zwangsenteignungsverfahren von C. Schwatlo besprochen.

Bauerlaubnis-Gesuche und neu erlassene Bebauungspläne. Baugewerksztg. 1881, S. 640.

Nähere Erläuterung des Erkenntnisses vom Ober-Verwaltungsgericht vom 6. Februar 1879, wonach ein neu erlassener Bebauungsplan für die Bauerlaubnis in der Weise bestimmend wird, dafs ein gegen dieselbe verstofsender Bauplan nicht genehmigt werden darf, wenngleich er den zur Zeit seines Einbringens anerkannten Baufluchtlinien entspricht.

Errichtung von Gebäuden, welche Städten zur Unzierde gereichen. Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 446. Erkenntnis des Berliner Bezirks-Verwaltungsgerichts.

Entschädigungsansprüche der Anlieger bei Verlegung öffentlicher städtischer Strafsen. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1882, S. 368. Erkenntnis des Reichsgerichts vom 7. März 1882.

Rechtsgiltigkeit eines Bebauungsplanes. Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 320.

Nach dem Erkenntnis des Reichsgerichts vom 14. Januar 1882 übt ein Bebauungsplan nicht eher seine Wirkung aus, als derselbe nicht von zuständiger Seite amtlich veröffentlicht worden ist. Der im Eingange des § 13 des preufsischen Fluchtliniengesetzes vom 2. Juli 1875 gebrauchte Ausdruck „neue Fluchtlinien“ begreift nur diejenigen Fluchtlinien, welche auf Grund des Gesetzes festgestellt sind, nicht aber die schon vorher angeordneten. Die polizeiliche Versagung der Bauerlaubnis auf Grund einer in dem nicht veröffentlichten Bauplane vor dem Gesetz vom 2. Juli 1875 festgelegten Fluchtlinie begründet den Anspruch des betroffenen Grundeigentümers auf Entschädigung.

Die rechtlichen Verhältnisse bei Höherlegung eines Strafsendammes oder Fufsweges. Baugewerksztg. 1883, S. 284.

Mit Bezug auf das Reichsgerichtserkenntnis vom 25. September 1882 werden dieselben, sowie die Schädigung der Nutzbarkeit der anstofsenden Wohnhäuser besprochen.

Die Schädigung der Besitzer kleiner Grundstücke durch die neue Berliner Bauordnung. Baugewerksztg. 1883, S. 834. Dieselbe wird an einem Beispiel dargelegt.

Gebäudeentfernung vom Graben der Landstrafsen. Deutsche Bauz. 1885, S. 32.

Nach alter baupolizeilicher Vorschrift müssen in Preufsen Gebäude 3,14 m vom äufseren Grabenrande entfernt bleiben.

Von der Polizeibehörde festgestellte und höheren Ortes genehmigte Bebauungspläne. Deutsche Bauz. 1885, S. 160.

Dieselben enthalten nach einem Erkenntnis des Reichsgerichts, sofern private Flächen für öffentliche Strafsen und Plätze bestimmt werden, einen Eingriff in das Privateigentum, da durch den Plan die Unbebaubarkeit solcher Flächen festgestellt wird. Dafs ein solcher nicht veröffentlicht worden ist, ist rechtlich nicht von Belang.

Feststellung der Fluchtlinie. Deutsche Bauz. 1885, S. 228.

Nach einer Reichsgerichtsentscheidung kann ein Entschädigungsanspruch für den durch Festlegung einer neuen Bauflucht zur Bebauung unbenutzbar werdenden Teil eines an einer Strafse liegenden Grundstückes nur dann erhoben werden, wenn ein Bau nach der neuen Fluchtlinie wirklich zur Ausführung gebracht wurde. Aus der blofsen Verweigerung der Bauerlaubnis nach der alten Fluchtlinie kann dagegen ein solcher nicht abgeleitet werden.

Verweigerung der Bauerlaubnis seitens der Gemeinde vor endgiltiger Festlegung der Fluchtlinie. Deutsche Bauz. 1885, S. 424. Wiedergabe eines bezüglichen Erkenntnisses des Reichsgerichts.

Änderung des preufsischen Strafsenfluchten-Gesetzes vom 2. Juli 1875. Deutsche Bauz. 1885, S. 531.

Dieselbe wird unter Hinweis auf die Verhandlungen des Brandenburgischen Städtetages zu Rathenow im Jahre 1885 als dringend notwendig bezeichnet und es wird dazu aufgefordert, Schwierigkeiten, welche sich anderwärts aus der Anwendung des Gesetzes ergeben haben, mitzuteilen.

Bauordnung von New-York. Revue d'Hygiène 1886, S. 320; Deutsche Vierteljahrsschr. f. öffentl. Gesundheitspflege 1887, Suppl., S. 93.

Bauordnung von Königsberg vom 10. März 1887. Baugewerksztg. 1887, S. 249.

Die neue Bauordnung der Stadt Rom. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 344 u. 352; Gesundheits-Ing. 1888, S. 565.

Zusammenstellung der Bauordnungen zahlreicher Städte. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, S. 185 nebst dem Entwurf des von der XIV. Versammlung des deutschen Vereins für öffentliche Gesundheitspflege erwählten Ausschusses für reichsgesetzliche Vorschriften zum Schutze des gesunden Wohnens. Deutsche Bauz. 1889, S. 193. Erläuterungen hierzu von Prof. Baumeister.

Das Bauen an nicht regulierten Strafsen. Deutsche Bauz. 1890, S. 59.

Die schwierige Frage, ob eine Gemeinde das Bauen an einer noch nicht regulierten Strafse auf Grund des Fluchtliniengesetzes dauernd, d. h. so lange verbieten kann, bis es ihr beliebt, die Strafse anzulegen, wird eingehend besprochen und es werden die Gründe dafür und dagegen angeführt.

Bauordnung für Karlsruhe. Baugewerksztg. 1890, S. 945 u. 963. Auszugsweiser Abdruck.

Die rechtliche Verpflichtung zur Anlage und Erhaltung von Strafsen. Baugewerksztg. 1890, S. 323. Auf Grund der bestehenden Gesetzgebung besprochen von Dr. Hilse.

Bauordnungen und Verbreitung von Krankheiten in Städten. Deutsche Bauz. 1891, S. 63.

Neue Bauordnung für Frankfurt a. M. Deutsche Bauz. 1891, S. 373.

Zum Erlasse der neuen Bauordnung für die Vororte Berlins. Deutsche Bauz. 1892, S. 6, 24, 99 u. 130.

Über Abstufung der Bauordnung bei Städten und Vorstädten. Centralbl. d. Bauverw. 1893, S. 234.

Ausnutzung des Baugrundes. Deutsche Bauz. 1893, S. 266.

Es wird die Frage erörtert, ob nicht Beziehungen zwischen der Gröfse aller auf einem Grundstück angelegten Wohnungen und der Gröfse des Grundstücks selbst festzulegen sind.

Geltungsbezirk der alten Berliner Bauobservanzen. Deutsche Bauz. 1893, S. 421.

Unterschied der Bauordnung für das Stadtinnere und die Aufsenbezirke. Vorträge von Oberbürgermeister Adickes und Prof. Baumeister. Gesundheits-Ing. 1893, S. 489.

Badischer Gesetzentwurf über die Regelung von Baugrundstücken. Centralbl. d. Bauverw. 1893, S. 584.

Zur Frage einer Bauordnung für die Vororte Berlins. Deutsche Bauz. 1893, S. 584.

Zur neuen Bauordnung für die Vororte von Berlin. Deutsche Bauz. 1894, S. 29 u. 131.

Das Enteignungsverfahren und Vorschläge zu seiner Umgestaltung. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 56.

Es wird namentlich auf die Langsamkeit des seitherigen Verfahrens aufmerksam gemacht und eine Beschleunigung für dringend notwendig gefunden.

Erläuterung des Preufsischen Fluchtliniengesetzes von 1875. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 79.

Durch Erkenntnisse des Oberverwaltungsgerichts vom 3. und 17. März 1893 wird der Begriff „Neue Strafse" festgesetzt.

Umwährung von Grundstücken über die Baufluchtlinie hinaus. Baugewerksztg. 1894, S. 147.

Beachtenswerte Entscheidungen des Oberverwaltungsgerichts zur Berliner Bauordnung von 1887. Baugewerksztg. 1894, S. 121.

Hygiene und Bauordnung. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 424; aus dem Jahresbericht des K. K. Chefarztes der Polizeidirektion in Wien für das Jahr 1893.

Eine neue Regel für das Mafs der Ausnutzung von Bauplätzen. Centralbl. d. Bauverw. 1894, S. 422 u. 440.

Prof. Baumeister bespricht die verschiedene Art der Einschränkung der Bebauung eines Grundstückes durch die Bauordnungen und bezeichnet dasjenige Verfahren, welches ein Mindestmaſs für den von der Bebauung freizulassenden, oder ein Höchstmaſs des zum Bebauen zulässigen Grundstückteils vorschreibt, als Flächenregel, dasjenige Verfahren, welches den Gebäudeabstand und die Höhe derselben vorschreibt, als Abstandsregel und bespricht sodann ein drittes von Baurat Kayser in Berlin und Oberbaurat Rettig in München vorgeschlagenes Verfahren, welches die Massenregel genannt werden könnte und welches darin besteht, daſs durch Multiplikation der Grundstückfläche mit der gestatteten Gröſsthöhe der Gebäude (in Berlin 22 m) ein „Grundkörper" gebildet wird, von welchem ein gewisser Teil (in Berlin nach Vorschlag der Vereinigung Berliner Architekten 60%) als „Baukörper" zugelassen wird, dessen Verteilung nach Grundfläche und Höhe freigestellt bleibt. Rettig möchte auch die vorliegende Straſse dabei berücksichtigt wissen, während nach dem Vorschlage der Vereinigung Berliner Architekten dieselbe nicht in Betracht gezogen werden soll, dagegen sind in den Höfen einige Mindestabstände einzuhalten. Gleichzeitig wird von jener Vereinigung ein Verfahren vorgeschlagen, dessen Grundzüge mit der „verbesserten Flächenregel" des Berliner Architektenvereins übereinstimmen. Diese Vorschläge sind jedenfalls in hohem Grade der Beachtung wert und dürften bei Aufstellung neuer Bauordnungen zu berücksichtigen sein. Baumeister steht auf dem Standpunkt, daſs „Flächenregel" sowohl wie „Massenregel" nicht als Ersatz der „Abstandsregel" gelten können, vielmehr letztere stets mit zu berücksichtigen sei.

Unterschiedliche Behandlung der Bauordnungen für das Innere, die Auſsenbezirke und die Umgebung der Städte. Deutsche Vierteljahrsschr. f. öffentl. Gesundheitspflege 1894, S. 13.

Baupolizeiordnung für Vororte. Baugewerksztg. 1894, S. 1265.

Feststellung der Bebauungsfläche. Baugewerksztg. 1894, S. 1266.

Eine neue Regel für das Maſs der Ausnutzung von Bauplätzen. Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 14.

Rehlen tritt für die von Rettig vorgeschlagene „Massenregel" ein gegenüber derjenigen der Vereinigung Berliner Architekten und der von Baumeister befürworteten Verbindung der Massenregel mit der Abstandsregel.

Dritter Nachtrag zur Baupolizeiordnung von Berlin. Centralbl. d. Bauverw. 1894, S. 219.

Änderung der Bauordnung für die Vororte von Berlin vom 5. Dezember 1892. Centralbl. d. Bauverw. 1894, S. 240.

Zonen-Bauordnung für Hamburg. Baugewerksztg. 1894, S. 564.

Baupolizeiordnung für die Städte des Regierungsbezirks Köln vom 20. März 1894. Deutsche Bauz. 1894, S. 254.

Rechtsprechung des Oberverwaltungsgerichts bezüglich der Inanspruchnahme von öffentlichen und Privatwegen. Zeitschr. f. Transportw. u. Straſsenb. 1894, S. 236.

Neue Baupolizeiordnung für die Städte des Regierungsbezirks Potsdam vom 1. Dezember 1894. Deutsche Bauz. 1895, S. 83.

Das Londoner Straſsen- und Baugesetz. Zeitschr. f. Transportw. u. Straſsenb. 1895, S. 251.

d. Statistik städtischer Straſsen. Verkehr.

Die Anzahl der öffentlichen Fuhrwerke Berlins im Sept. 1880. Deutsche Industr.-Ztg. 1881, S. 116.

Zusammenstellung der Straſsenabmessungen Berlins. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1881, S. 426.

Die Kosten des Berliner Straſsenpflasters. Baugewerksztg. 1881, S. 5.

Die Gröſse der Pflasterflächen Wiens. Bautechniker 1881, S. 362.

Die Verkehrsverhältnisse Londons. Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 401.

Die Gröſse der Berliner Pflasterflächen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1882, S. 95; 1883, S. 97 u. 540.

Straſsenlängen verschiedener Städte. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1882, S. 34. Chicago hat mit 14400 m die längste Straſse.

Die Straſsenlängen von Paris. Gaz. des arch. 1883, S. 234.

Einnahmen aus Vermietung von öffentlichen Straſsen-, Platz- und Gartenflächen in Paris. Zeitschr. f. Bauk. 1884, S. 417; Schweiz. Bauz. 1884, I, S. 18. Im Jahre 1883 betrugen dieselben über eine Million Mark.

Die Straſsenlängen und Straſsenkreuzungen Londons 1884. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1885, S. 116; Gesundheits-Ing. 1884, S. 762.

Bei 3163 km Strafsenlänge bestanden die Befestigungen aus: 922 km Steinschlagbahnen, 450 km gutem Granitpflaster, 85 km Holzpflaster, 21,7 km Asphaltpflaster, 1275,3 km altem schlechten Steinpflaster und 400 km waren ungepflastert.

Der Tagesverkehr auf der Strafsenkreuzung vor dem Mansionhouse und der Bank von England in London. Scientific american, Suppl. 1885, Febr. S. 7632.

Derselbe betrug 54000 Wagen und 108000 Fufsgänger in 24 Stunden. Zur Sicherung der Fufsgänger vor den Wagen wäre es wünschenswert, wenn Brückenstege über die Strafsenkreuzungen errichtet würden.

Die Länge der asphaltierten Strafsen verschiedener Städte. Engng. news 1885, S. 186.

Beobachtungen über Strafsenverkehr. Transact. of the Amer. soc. of civ. eng. 1886, S. 123.

Statistische Mitteilungen über das Berliner Strafsenwesen für 1885/86. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1886, S. 51.

Berliner Strafsenverkehr. Deutsche Bauz. 1886, S. 524. Auf der Oranien-Brücke verkehrten im Jahre 1883 täglich 5—6000 Fuhrwerke und nahezu 80000 Fufsgänger.

Der Umfang der Strafsenpflasterung in Paris. Schweiz. Bauz. 1887, II, S. 61; Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 324.

Ende 1886 betrug die Gesamtfläche der Pariser Strafsen in der Fahrbahn 8517700 qm, wovon 6252000 qm Stein, 1608100 qm Steinschlag, 302000 qm Asphalt, 355000 qm Holzpflaster. In der St. Lazare-Strafse hat sich die Anordnung eines Betonbettes unter der Steinwürfeldecke insofern nicht bewährt, als das Pflaster sich sehr hart befuhr; besser in der Rivoli-Strafse, wo eine Sanddecke dazwischen gebracht wurde. Holzpflaster ist sehr beliebt.

Die Entwickelung städtischer Verkehrsmittel. Wochenbl. f. Bauk. 1887, S. 506 u. 515.

Mit besonderem Hinweis auf Berlin und London werden besprochen: Droschke, Omnibus, Strafsenbahn und Stadtbahn, und es wird versucht, die Grenzen ihrer Wirkungsgebiete festzulegen.

Der Umfang der Strafsenpflasterung in Berlin. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1888, S. 43.

Am 1. April 1887 betrug die gesamte Pflasterfläche 4530000 qm, davon waren 1199000 qm Steinpflaster I. bis III. Klasse, 412000 qm Asphalt und 58000 qm Holzpflaster.

Die Gröfse des Strafsenverkehrs in Stuttgart. Deutsche Bauz. 1888, S. 612.

In den verkehrreichsten Strafsen verkehrten 2—3000 Zugtiere, in den weniger belebten Strafsen 1000—2000 Zugtiere täglich.

Die Länge der Berliner Strafsen und die Gröfse der Pflasterflächen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 8 u. 200.

Statistisches über Pflasterarten in England und Amerika. Builder 1890, Bd. 59, S. 199—207.

Die Gröfse der Pariser Parkanlagen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 106.

Die Gröfse des Strafsenverkehrs in London und die Verkehrs- und Beförderungsmittel. Engng. news 1890, Juli, S. 17; Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 199 u. 484; Zeitschr. f. Transportw. u Strassenb. 1890, S. 222 u. 370.

Die Flächengröfsen der verschiedenen Pflasterarten Londons. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1890, S. 416.

Der Strafsenverkehr in Berlin. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 184; Zeitschr. f. Transportw. u. Strassenb. 1891, S. 23 u. 42.

Kosten städtischer Asphaltierungen u. s. w. in europäischen Städten, insbesondere Italiens. Il Politechnico 1891, S. 89.

Statistik der Unglücksfälle durch Strafsenfuhrwerk. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 302.

Die Gröfse der Strafsenflächen in Leipzig. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1891, S. 208.

Die Verletzungen und Tötungen im Londoner Strafsenverkehr. Centralbl. d. Bauverw. 1892, S. 224.

Der Strafsenverkehr in Paris im Jahre 1891. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 387.

Umfang der Pariser Pflasterungen, insbesondere die Entwickelung der geräuschlosen Pflasterungen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1892, S. 421.

Die Kosten der Berliner Neupflasterungen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 95.

Seit 1887 betrugen dieselben 25 Millionen Mark, trotzdem sind noch 44% der 5 Millionen qm umfassenden Strafsenflächen mit altem Pflaster bedeckt.

Die Verkehrsverhältnisse in Berlin. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1893, S. 213.

Entwickelung der Verkehrsverhältnisse in Berlin, von J. Hobrecht. Berlin 1893.

Die Unfälle auf den Strafsen Londons. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 420.

Im Jahre 1893 wurden 241 Personen durch Fuhrwerk aller Art in London getötet. Auf den 20000 engl. Meilen langen Eisenbahnen wurden nur 17 Personen getötet, dagegen 484 Personen verletzt.

Denkschrift, betr. die Verkehrsanlagen Wiens und seiner Umgebung. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1894, S. 500.

Der Umfang des Personenverkehrs in Berlin. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1895, S. 132.

Für das Jahr 1893 beläuft sich die Zahl der auf allen Verkehrsmitteln Berlins beförderten Personen auf rd. 273000000, also für einen Tag durchschnittlich rund 748000.

Druck von Rud. Bechtold & Comp., Wiesbaden

Bewegliche Brücken.

Von

Wilhelm Dietz,

Professor an der Technischen Hochschule in München.

Mit 106 Textfiguren.

Leipzig.

Verlag von Wilhelm Engelmann.

1897.

Vorwort.

Das vorliegende Heft der Fortschritte der Ingenieurwissenschaften behandelt die **beweglichen Brücken** insoweit, als Brücken dieser Gattung im Verlaufe der letztverflossenen 9 bis 10 Jahre ausgeführt oder zur Ausführung in Vorschlag gebracht worden sind; es hat daher sowohl als Fortsetzung und Ergänzung der 3. Abteilung des II. Bandes des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften zu dienen, als auch, und zwar vorwiegend, dem praktisch thätigen Ingenieur über die während obengenannter Zeitspanne erfolgte Entwickelung dieses Zweiges der Brückenbaukunst Nachrichten zu geben.

Die ungemeine Ausdehnung des zu bewältigenden Stoffes, dessen Durcharbeitung erheblichen Zeit- und Müheaufwand erforderte, liefs es sehr wünschenswert erscheinen, die beweglichen Brücken, in verschiedene Gruppen geteilt, in mehreren Heften eingehender zu besprechen; davon mufste jedoch, sollte deren Erscheinen nicht ungebührliche Verzögerung erleiden, Abstand genommen und infolge dessen die Besprechung und Schilderung der einzelnen Bauwerke, mit Rücksicht auf den verfügbaren Raum, innerhalb der knappesten Grenzen gehalten werden. Eine weitere Schwierigkeit hatten die Herausgeber bei der bildlichen Wiedergabe der darzustellenden, oft ziemlich verwickelten Einzelheiten der mannigfaltigen Bauwerke zu überwinden. Die Entscheidung darüber, ob und inwieweit dies, trotz der hierauf verwendeten Zeit und Mühe, gelungen ist, möge dem nachsichtigen Urteil des Lesers anheimgestellt bleiben.

Zum Schlusse darf vielleicht auf den Anhang aufmerksam gemacht werden, in dem gezeigt wird, wie die Francke'sche Darstellung der Gleichung der elastischen Linie, welche der Autor aufgestellt und zur Lösung ziemlich schwieriger Aufgaben aus dem Gebiete der Theorie des eisernen Lang- und Querschwellen-Oberbaues, der Theorie des steifen Seilträgers und auch zur Bestimmung der Nebenspannungen in Fachwerksträgern benutzt hat, ganz besonders geeignet erscheint, wenn es sich um Aufgaben mannigfaltigster Art, den über mehr als 2 Stützen durchlaufenden Träger betreffend, handelt. In letzterem Falle lassen sich nach dieser Methode in einfachster, stets übersichtlicher Weise für den praktischen Gebrauch zweckentsprechende Formeln ableiten.

München und Darmstadt, im April 1897.

W. Dietz, Th. Landsberg.

Inhalt.

I. Drehbrücken.

IX. Anhang.

Kurze Entwickelung einiger einfacher Formeln für den durchlaufenden Träger.

A. Unveränderliches Trägheitsmoment.

B. Veränderliches Trägheitsmoment.

C. Der durchlaufende Träger mit unveränderlichem Trägheitsmoment auf elastischen Stützpunkten.

I. Drehbrücken.

1. In Deutschland.

a. Die Drehbrücken über und am Nord-Ostsee-Kanal (Kaiser Wilhelm-Kanal) (Fig. 1 bis 13), [Litt. 74].

Bei Erbauung dieser Wasserstrafse mufsten zur Überführung der durch den Kanal durchschnittenen Strafsen, Wege und Eisenbahnen 2 Strafsenbrücken, 5 Eisenbahnbrücken und 16 Fähren hergestellt werden; von den Brücken wurden mit Rücksicht auf die bestehenden Lage- und Höhen-Verhältnisse vier als bewegliche (Dreh-)Brücken mit je 50 m nutzbarer Lichtweite ausgeführt und soll auf dieselben hier näher eingegangen werden.

Nur eine dieser vier Brücken ist eine Strafsenbrücke und zwar die südlich von Rendsburg gelegene; wenige 100 m östlich hiervon führen zwei weitere Drehbrücken (je ein Geleis der Eisenbahn Neumünster-Rendsburg) bei Osterrönfeld über den Kanal, während die dritte Eisenbahndrehbrücke (für die eingeleisige Marschbahn) bei Taterpfahl den Kanal kreuzt. Diese sämtlichen Drehbrücken sind ungleicharmig, werden mittels Wasserdruckbetriebes bewegt und ist deren allgemeine Anordnung eine ähnliche bis auf später zu besprechende Einzelheiten.

Die Strafsendrehbrücke soll regelmäfsig geschlossen bleiben und nur für die Durchfahrt von Schiffen geöffnet, die Eisenbahnbrücken dagegen sollen regelmäfsig geöffnet sein und nur kurz vor der Überfahrt eines Zuges geschlossen werden. Zur Sicherung des Bahnverkehres sind Signalvorrichtungen angeordnet, deren Stellung von der Brückenstellung abhängt. Die Strafsendrehbrücke und die Eisenbahndrehbrücke bei Taterpfahl sind rechtwinkelig, die beiden Eisenbahndrehbrücken bei Osterrönfeld unter einem Winkel von 70° über den Kanal geführt.

Folgende Anordnungen sind für alle 4 Brücken gleich oder sehr ähnlich und können daher gemeinsam besprochen werden.

Die Hauptträger sind ungleicharmige Fachwerke mit einfachen, fallenden und steigenden Schrägstäben (siehe auch Fig. 10, S. 9); der lange Arm $A\,C$ überdeckt die Schiffahrtsöffnung, der kurze Arm $C\,B$, an welchen ein frei ragendes Feld $B\,D$ schliefst, dient als Gegengewicht beim Aufdrehen und trägt zu diesem Behufe die Ballastkästen G (Fig. 10); er ist verhältnismäfsig lang mit Rücksicht auf den Winddruck, um die Brücke leicht gegen letzteren drehen zu können. Zu diesem Zwecke ist auch noch eine Windschürze W (Fig. 10) aus Wellblech angebracht, welche bezweckt, das Winddrehmoment für beide Arme auszugleichen. Im geschlossenen Zustand (Fig. 1 a) ruht der Träger auf den beiden Endlagern A und B und einem festen Auflager am Mittelpfeiler C. Der

Kolben der Hebepresse C ist hierbei nicht belastet und die Laufräder D schweben noch frei. Während des Aufdrehens (Fig. 1 *b*) ruht die Brücke nur mehr auf dem Drehzapfen (Kolben der Hebepresse) und dem am Ende des kurzen Armes befindlichen Laufrad D, das indessen nur so stark belastet wird, dafs ein Kippen durch Schnee und Wind nicht eintreten kann.

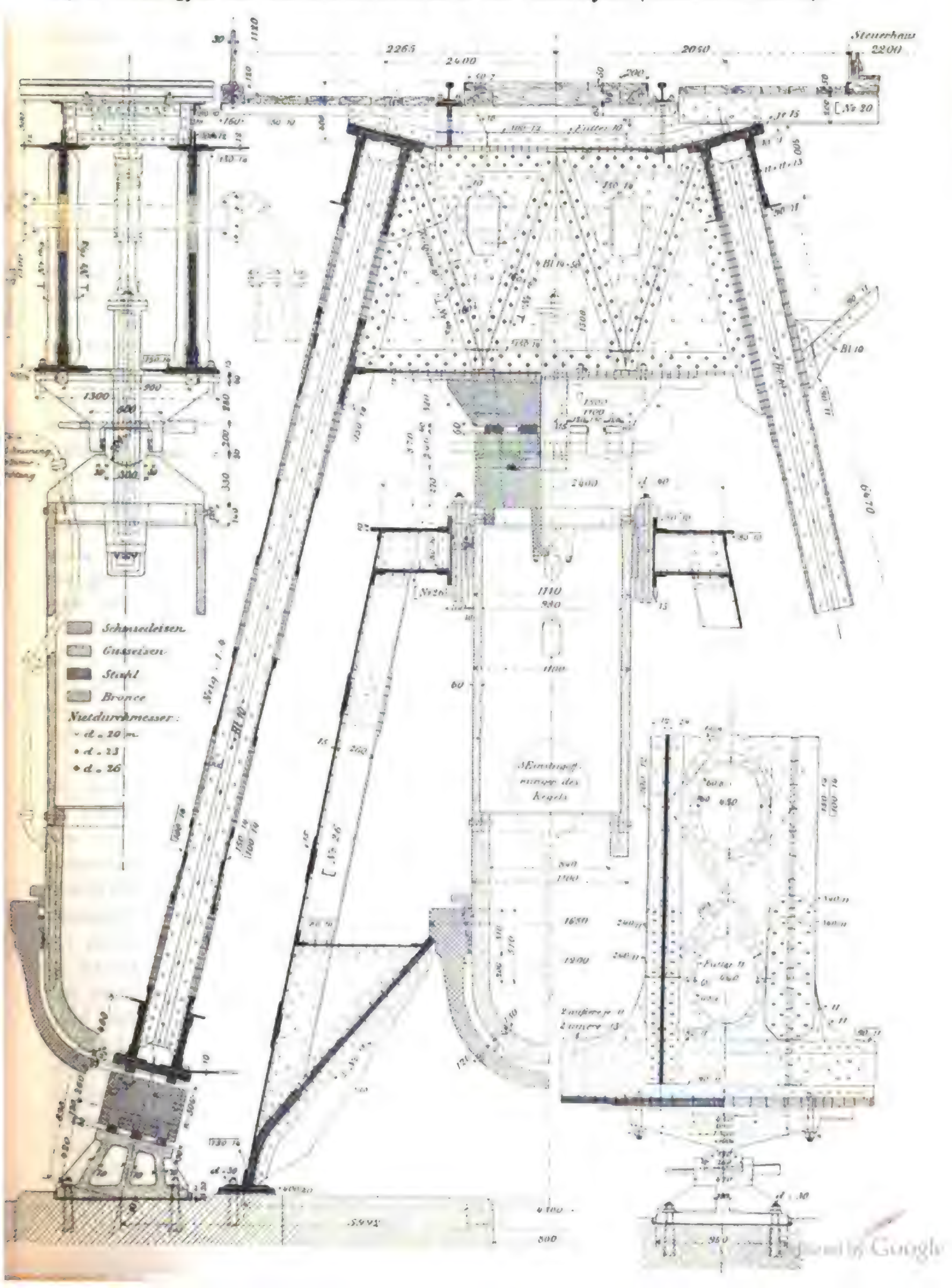
Fig. 1.
Drehbrücken vom Nord-Ostsee-Kanal.

Um das Öffnen und Schliefsen der Brücke in kürzester Zeit, auch bei Sturm zu ermöglichen, ist Wasserdruckbetrieb bei verhältnismäfsig schwachen Maschinen unter Zuhilfenahme von Kraftsammlern, die für kurze Zeit eine sehr bedeutende Arbeitsleistung bethätigen können, eingerichtet. — Das Druckwasser wird für jede Brücke in einer eigenen Pumpenanlage erzeugt und sind überdies die Stationen für die Strafsenbrücke und für die beiden Osterrönfelder Bahnbrücken miteinander verbunden, sodafs jede dieser Stationen im Bedarfsfalle beide Brücken bedienen kann. Jede Pumpstation besitzt 2 Cornwallkessel mit je 60 qm Heizfläche und 6 Atm. Überdruck, von welchen einer ständig in Betrieb ist; eine Zwillinghochdruckmaschine mit Rider-Expansionssteuerung mit zwei Cylindern von 325 mm Durchmesser und 400 mm Hub, die 2 mit Differential-Taucherkolben ausgestattete Hochdruckpumpen für 50 bis 60 Atm. Betriebsdruck treibt, und einen Wasser-Kraftsammler von 600 mm Kolbendurchmesser und 6 m Hub. — Die Gewichtsbelastung besteht aus Sand und Kies in einem schmiedeeisernen Behälter. Ein Sicherheitsventil verhindert zu hohes Steigen der Last, ein selbstthätiges Bremsventil sichert gegen die Folgen von Rohrbrüchen, und eine mit dem Expansionsschieber der Dampfmaschine verbundene Druckwasser-Umsteuerung bewirkt selbstthätig das Anlaufen der Maschine, sobald die Last 1,3 m tief abgesunken ist, sowie das Abstellen bei voller Höhe.

Mittels dieser in den 3 Stationen genau gleichen Anlagen kann das Öffnen und Schliefsen, sowie das Heben und Senken der Osterrönfelder Brücken in je 120, der Strafsendrehbrücke und der Taterpfahler Bahnbrücke in je 130 Sekunden bewirkt werden. Die Kraft ist ausreichend um beide Osterrönfelder 4 mal und die Strafsendrehbrücke 6 mal in einer Stunde aus- und einzudrehen. Sollte im äufsersten Fall der Wasserdruckbetrieb vollständig versagen, so ist noch eine Hilfspumpe mit Petroleummotor und Handbetrieb vorgesehen.

Soll die Brücke gedreht werden, so wird Druckwasser in die Hebepresse eingelassen und die Brücke angehoben, wobei sie infolge des Übergewichtes des kurzen Armes um einen auf dem Kopfe des Kolbens angebrachten Stahlzapfen von 1100 mm Breite und 300 mm Länge (Fig. 2) umkippt; die Breite wurde so grofs gewählt um die Standsicherheit gegen seitliche Kräfte möglichst grofs zu erhalten. — Wird der Kolben der Hebepresse um beiläufig (bei den verschiedenen Brücken ändern sich diese Zahlen etwas) 98 mm gehoben, so werden die Endauflager am langen Brückenarmende von den Auflagern abgehoben; ein weiteres Anheben bis zu 160 mm genügt, um auch daselbst die keilförmig gestalteten Einklinkvorrichtungen zu lösen, wobei sich auch die Endauflager B des kurzen Armes um ungefähr 6 mm von den Lagerkörpern abheben und die Laufrollen D zur Wirksamkeit gelangen; letztere laufen auf einer kreisförmig gebogenen, auf einem Mäuerchen F (Fig. 3) gelagerten Laufschiene und es kann die Brücke nun mit geringer Kraft gedreht werden. Die Drehung erfolgt durch 2 auf der Brücke gelagerte Druckwasserflaschenzüge (k in Fig. 3 u. Fig. 5), von denen der eine das Aus-, der andere

Fig. 2. *Drehzapfen der Eisenbahn-Drehbrücken bei Osterrönfeld (Nord-Ostsee-Kanal).*



das Eindrehen bewirkt. Die Kraft wird durch 2 übereinander liegende Stahldrahtseile *d* von 80 mm Durchmesser, die sich um den Rand des Pfeilers über gufseiserne, verankerte Seilkranzabschnitte (Fig. 4) legen und deren Enden an tief in die Pfeiler greifende Anker befestigt sind, übertragen. Die Seile sind verzinkt und bestehen aus je 798 Drähten von je 1,61 mm Durchmesser, nach der Verzinkung. Der Führungskranz-Durchmesser = 8,72 m ist möglichst grofs gewählt, sodafs für gewöhnlich 30 t, bei Sturm 60 t und bei dem gröfsten Winddrucke: 250 kg auf den qm, erst 90 t Zug in einem solchen Seil hervorgerufen werden.

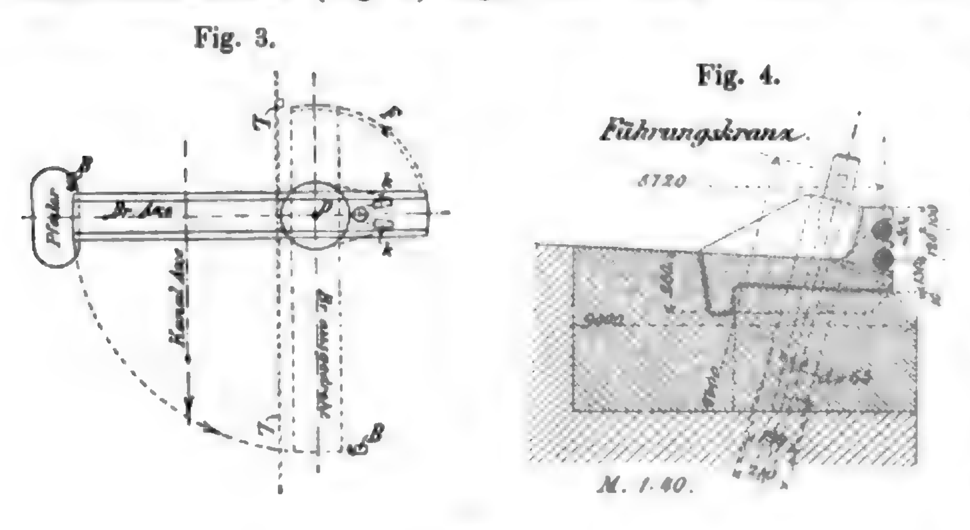


Fig. 3. Fig. 4.

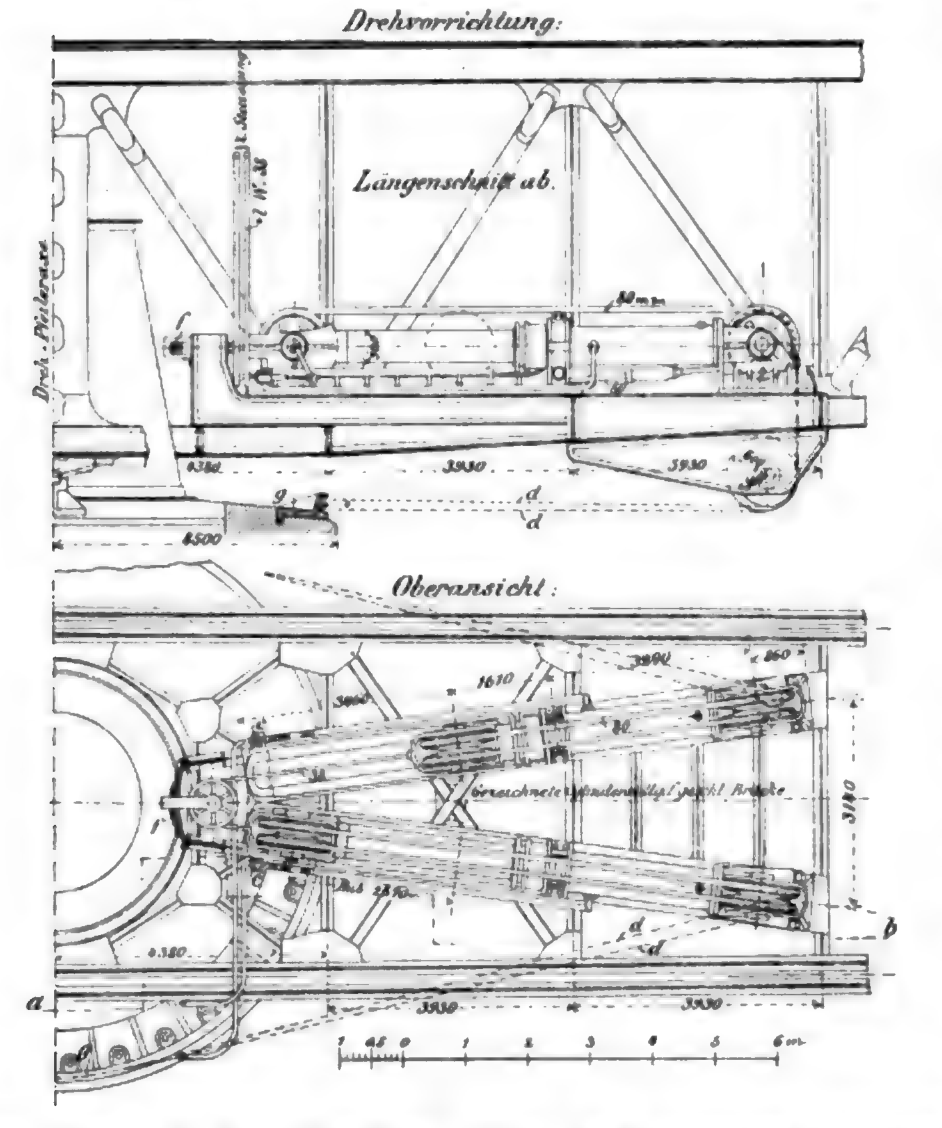


Fig. 5.
Vorrichtung zum Drehen der Osterrönfelder Drehbrücken.

Bei 55 Atm. Druck kann die Brücke noch langsam gegen einen Wind von 100 kg auf den qm gedreht werden; es sind jedoch alle Teile für einen während der Drehung auftretenden Druck von 250 kg auf den qm berechnet.

Die Steuerung für Heben und Drehen erfolgt von einem heizbaren Steuerhäuschen aus, das auf der Brücke über dem Drehpfeiler angebracht ist, da von hier aus am besten der Kanal, die Bahn und die Brücke selbst überblickt werden kann. — Das Druckwasser fliefst vom Kraftsammler durch ein mitten in dem Hebekolben (Fig. 2) angebrachtes doppeltes Stopfbüchsrohr zu der Steuerung und von derselben in die Hebe- und Drehcylinder; das verbrauchte Wasser wird auf demselben Wege durch eine zweite Leitung in die Speisebehälter der Pump-

station zurückgedrückt; im Winter besteht die Druckflüssigkeit zur Sicherung gegen Einfrieren aus 100 Teilen Glycerin und 80 Teilen Wasser. Die Brücke dreht mit einer Umfangsgeschwindigkeit von 2 m in 1 Sekunde; gegen das Ende der Bewegung wird der Zuflufs der Druckflüssigkeit selbstthätig abgesperrt und die lebendige Kraft durch aufgestellte Wasserpuffer *B* (Fig. 3, 6 u. 7) von 20 t Widerstand und 1 m Weg aufgezehrt; die Puffer sind ähnlich wie die hydraulischen Eisenbahnpuffer ausgebildet. Die genaue richtige Endstellung der Brücke wird dem Maschinisten mittels Stromschlusses einer elektrischen Klingel angezeigt. Die Brücke kann nun gesenkt werden, und es verriegelt sich bei den Eisenbahnbrücken das Ende des langen Armes durch eine Einklinkvorrichtung selbstthätig dergestalt, dafs Schienenkopf genau an Schienenkopf zu stehen kommt. Am Ende des kurzen Armes ist eine besondere Einrichtung getroffen, mittels des noch später zu besprechenden Pendelschlittens, um die durch ungleiche Erwärmung der Hauptträgergurtungen hervorgerufene Verkrümmung der Fahrbahn unschädlich zu machen. Nach Absenkung der Brücke wird auch dieser letztere vom Steuerhäuschen aus durch einen Hebel verriegelt und gleichzeitig durch Umlegen des Hebels die Steuerung festgestellt, sodafs die Brücke nicht mehr bewegt werden kann.

Sämtliche Auflager wurden als mehrteilige, mittels Keilen stellbare Kipplager (Fig. 2) ausgebildet. Die Unterteile derselben sind, da sie zeitweilig ohne Belastung, durch Steinschrauben mit dem Mauerwerk fest verbunden. Von den Unterteilen der Mittelauflager (über Drehpfeiler) sind für jede Brücke 4 Stück, 2 für die geschlossene und 2 für die geöffnete Brücke, angebracht; bei den Osterrönfelder Eisenbahnbrücken sind sie überdies, um den Seitenschub der geneigten Tragwände wirksamer aufnehmen zu können, wechselseitig verankert.

Die Hauptträger der eisernen Überbauten sind nach einheitlichen Grundsätzen durchgebildet. Der Gurtungsquerschnitt ist trogförmig (Fig. 2); sämtliche Schrägstäbe und lotrechte Stäbe sind steif ausgebildet, überhaupt schlaffe Glieder in dem ganzen Unterbau nicht verwendet worden. Bei der Anordnung der Gurtungsquerschnitte sollte der Spannungszuwachs, gegen den Drehpfeiler hin, möglichst von dem Querschnittszuwachs aufgenommen werden, weshalb die Stehbleche entsprechend doppelt und dreifach aufeinandergelegt und dadurch eine allzu grofse Anzahl von Deckplatten vermieden wurde.

Zum Schutze gegen einfahrende Schiffe sind die Brücken mit hölzernen Leitwerken *L* versehen (Fig. 3), sowie die Drehpfeiler sehr mächtig gehalten; Durchmesser = 9 m.

Das Material für sämtliche Überbauten ist durchaus Schweifseisen.

Die Entwürfe zu den Brückenbauten und zur allgemeinen Anordnung der Bewegungsvorrichtung wurden im Bureau der Kaiserlichen Kanal-Kommission, zur Tragkonstruktion vom jetzigen Regierungs- und Baurat Greve in Stettin, die zu den Einzelheiten der Maschinerie und Bewegungsvorrichtungen von der Firma Haniel & Lueg in Düsseldorf bearbeitet, und letzterer auch die Ausführung übertragen. Die Ausführung der eisernen Überbauten erfolgte durch die Brückenbauanstalt Harkort in Duisburg, die der Pfeilerbauten durch die Firma Ph. Holzmann in Frankfurt a. M. mit Ausnahme der Taterpfahler, welche der Maschinenbau-Aktiengesellschaft Nürnberg übertragen war.

Besondere Eigentümlichkeiten und Hauptabmessungen der einzelnen Brücken:

α) Eisenbahndrehbrücken bei Osterrönfeld (Fig. 2 bis 9). Bahn- und Kanalaxe kreuzen sich unter einem Winkel von 70°; Öffnen und Schliefsen erfolgt stets nach diesem spitzen Winkel.

Die beiden Hauptträger, in der äufseren Erscheinung ähnlich den in Fig. 10, S. 9 dargestellten, sind, ganz abweichend von allen bestehenden Drehbrücken, in die

Neigung = 1 : 4 (Fig. 2) gestellt, um durch diese Schrägstellung folgende Vorteile zu erreichen: Die geringe Entfernung der beiden Obergurtungen (2,4 m) hat, da die Fahrbahn oben liegt, ein geringes Gewicht der Fahrbahntafel zur Folge, während die wesentlich gröfsere Entfernung der Untergurtungen die Anordnung einer genügend widerstandsfähigen, wagrechten Verspannung gegen seitliche Kräfte durch Winddruck beim Drehen zuläfst, und hauptsächlich durch diese Anordnung zwischen den beiden Hauptträgern für eine standsichere Unterstützung des Drehzapfens genügend Raum geschaffen wird. Die Trägerlänge eines Öffnungsfeldes beträgt 99,15 m = ($AC + CB + BD$ = 59,40 + 35,82 + 3,93 m), Fig. 1; die Trägerhöhe über Pfeiler, in Tragwandebene gemessen, 6,25 m; mithin findet statt: $\frac{6,25}{99,15} = \frac{1}{15,9}$.

Der halbkugelförmig gestaltete Hebecylinder aus Stahlgufs (Fig. 2) hängt in einem kegelförmigen Unterbau und der gufseiserne Kolben trägt eine Säule mit dem bereits erwähnten, stellbaren Stahlgufs-Kipplager, auf dem die Brücke beim Heben und während des Drehens ruht. Anzuheben ist ein Gewicht von 510 t, das im Cylinder einen Druck von 46 Atm. während des Anhebens und von 42 Atm. in der Ruhestellung (gehoben) erzeugt. Zur Aufnahme des Winddruckes wird die Hebesäule in einem Halslager geführt, das in einem schmiedeeisernen Ring von kastenförmigem Querschnitt liegt, der sich auf einen Kegelmantel aus abgesteiftem Eisenblech stützt. Dieser Kegel ist mit dem den Hebecylinder tragenden Kegel auf einer gemeinsamen Grundplatte gelagert, damit das in ersterem auftretende Kippmoment durch den letzteren aufgehoben wird. Die angehobene Brücke ist durch die Laufrolle (Fig. 8 *b*, *c*) am Ende des kurzen Armes nur in einem Punkte gestützt und es mufs das seitliche Kanten der Brücke durch die bereits erwähnte grofse Breite des Kippzapfens hintangehalten werden. Die Verbindung der auf dem Pfeiler fest gelagerten und am Drehzapfen (Königsstuhl) hochgeführten Druck- und Rückflufs-Rohrleitung mit den auf der Brücke gelagerten und mit dieser drehenden Rohrleitung geschieht durch eine doppelte Stopfbüchse, von der ein Teil fest mit dem Königsstuhl, der andere fest mit der Brücke verbunden ist. Beide Teile lassen sich teleskopartig ineinander verschieben und drehen. Aus der festen Leitung tritt das Wasser zunächst in einen gufseisernen Ring und erst durch diese in die Stopfbüchse; der Ring geht durch Ausschnitte in den Hauptquerträger der Brücke (Fig. 2) und ermöglicht dadurch das ungehinderte Heben und Drehen derselben.

Das Druckwasser fliefst aus dem Kraftsammler durch die feste Rohrleitung und die eine Hälfte des Ringrohres in das innere Rohr der Stopfbüchse und von dieser aus durch ein Gelenkrohr (wegen der Kippbewegung beim Anheben der Brücke) zu der Steuerung, von wo es mittels 3 nebeneinander liegender, durch Handräder bewegter Schieber entweder dem Hub- oder einem Drehcylinder zugeführt werden kann. Die Rückleitung von diesem Cylinder führt wieder durch die Steuerung, dann in das äufsere Rohr der Stopfbüchse und durch die andere Hälfte des Ringes weiter zur Pumpstation.

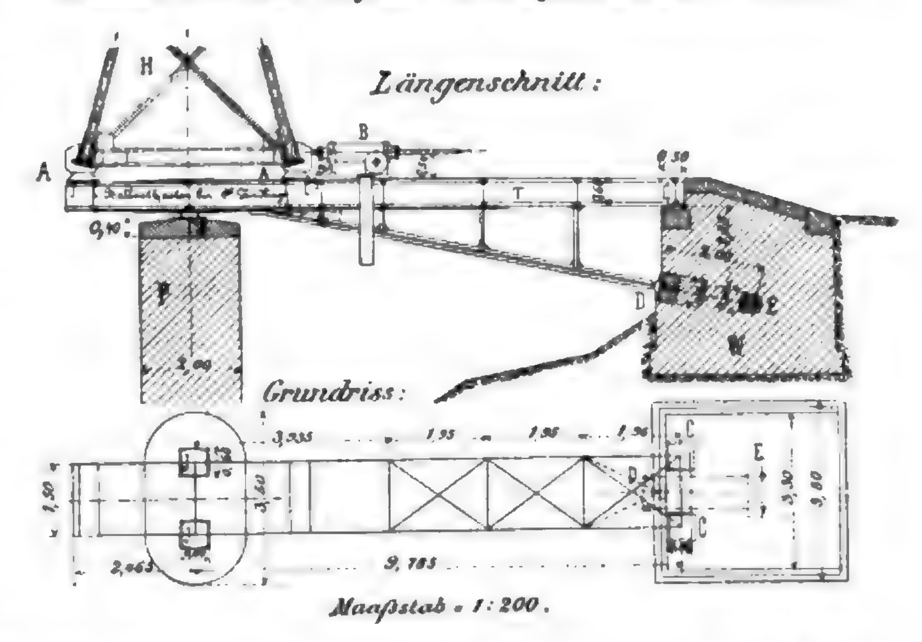
Bei abgesenkter Brücke steht auf dem Kolben des Hebecylinders blofs der Druck aus dem höher liegenden Abwasserbehälter, der genügt das Gewicht des Kolbens und der Hebesäule zu tragen. Im übrigen ruht das volle Gewicht auf den festen Auflagern A, B und C, deren Höhenlage für die eingedrehte Brücke dem unbelasteten Zustand der Brücke entspricht, für die ausgedrehte Brücke aber so bemessen ist, dafs die Brücke nur wenige Centimeter gesenkt zu werden braucht, um am Ende des langen Armes fest aufzuliegen.

Da die Seile *d* (Fig. 5) besonders im Anfang des Betriebes stark längen, so sind sie mittels einer Birne an lange Spannschrauben angeschlossen, die durch die Lager-

stühle der Cylinder gehen und ein Nachziehen der schlaff gewordenen Seile gestatten. Zur Erhaltung der Spannung während des Drehens sind die Enden der Kolben durch ein leichtes Spannseil verbunden, das über eine auf einer starken Feder *f* befestigte Rolle läuft.

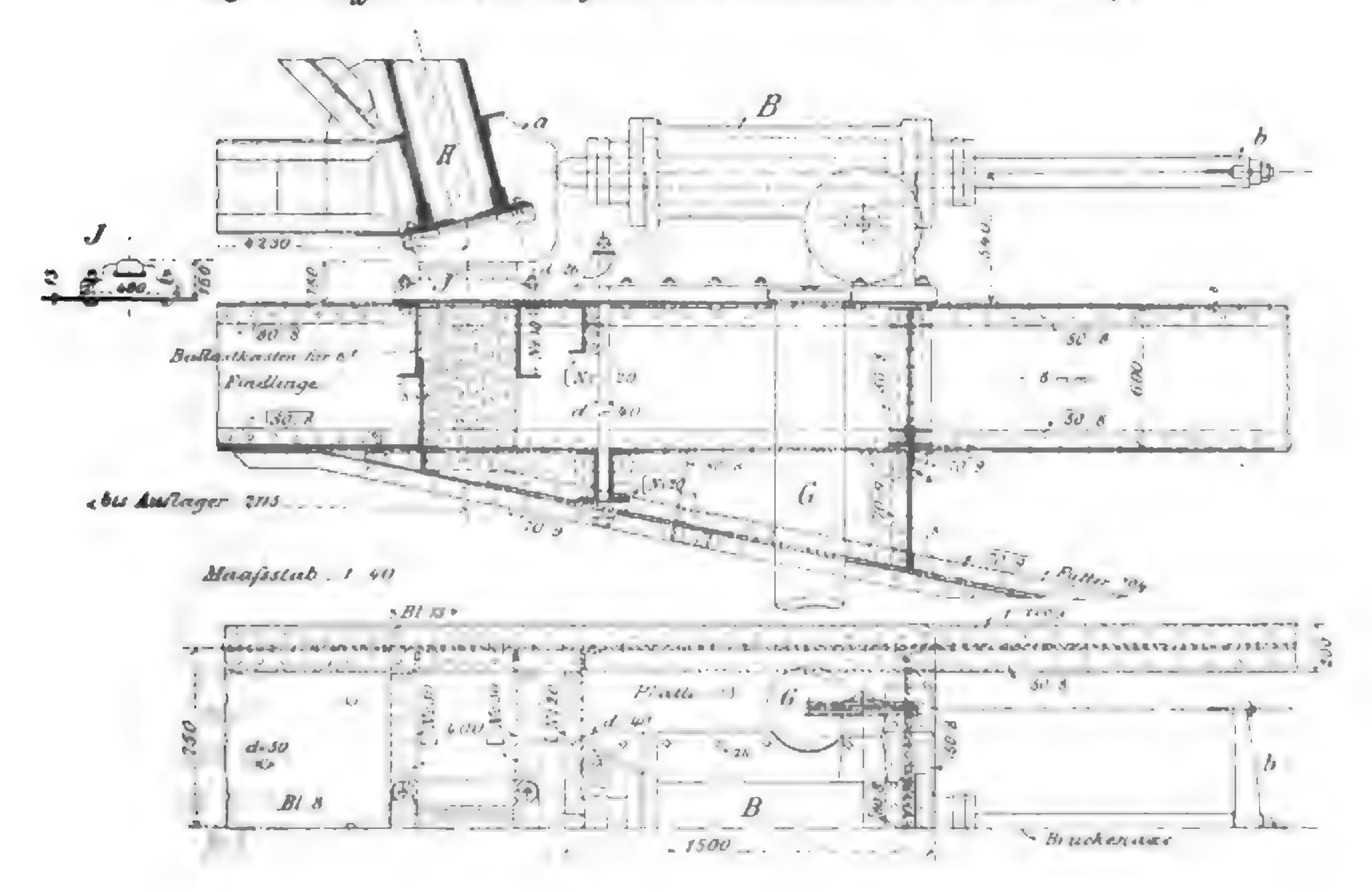
Grundlagen der statischen Berechnung. Als veränderliche Belastung wurden der Rechnung ein Winddruck von 150 **kg/qm** für die eingeschwenkte fest gelagerte, und von 250 **kg/qm** für die frei schwebende Brücke; Eisenbahnzüge mit 2 schwersten Schnellzuglokomotiven; um 30° C. ungleiche Erwärmung der Gurtungen und ungenaue Höhenlage bis zu 1 cm zu Grunde gelegt. Hierbei darf die specifische Spannung aus dem Eigengewicht allein 700 **kg** f. d. **qcm**, aus dem Eigengewicht und dem Winddruck (150): 800 **kg/qcm**, aus dem Eigengewicht und dem Winddruck (250): 1000 **kg/qcm** für die frei schwebende Brücke nicht überschreiten; bei eingeschwenkter Brücke sind die entsprechenden Grenzwerte für Eigengewicht und Eisenbahnzug: 700 **kg/qcm**, für Eigengewicht Zug und Wind (150): 800 **kg** f. d. **qcm** und für Eigengewicht, Zug und ungleiche Erwärmung der Gurtungen: 850 **kg/qcm**. Die Biegungsspannungen in den oberen Gurtungen durch die unmittelbare Auflagerung der Querträger sind bei der Querschnittsabmessung entsprechend berücksichtigt worden.

Fig. 6. *Auflagerung des langen Brückenarmes der Drehbrücken bei Osterrönfeld bei ausgeschwenkter Brücke.*



Die gröfsten Spannungswerte treten für die frei schwebende Brücke auf.

Fig. 7. *Puffer-Vorrichtung bei den Drehbrücken in Osterrönfeld.*



Wasserverbrauch. Für das zu hebende Gewicht von 425 t (400 t Eisenkonstruktion und 25 t Gewicht für den Drehcylinder) ergiebt sich das erforderliche Wasservolumen zu 1210 l für das vollständige Öffnen und Schliefsen einer Brücke und verteilt sich wie folgt: für das Anheben bei 150 mm Hub 140 l; für das Öffnen 520 l; für das Absetzen auf die Mittelstützen und Wiederanheben um 30 mm 30 l; für das Schliefsen 520 l.

Da beide Eisenbahnbrücken in 5 Minuten geöffnet und geschlossen und nach 10 Minuten dieser Vorgang wiederholt werden soll, hat sich der Plungordurchmesser des Kraftsammlers zu 600 mm bei 6 m Hubhöhe ergeben.

Puffer- und Hemmvorrichtung. Die Anordnung der bereits erwähnten Puffer ist aus den Figuren 6 und 7 ersichtlich; erstere zeigt das Ende des langen Brückenarmes im ausgeschwenkten, bereits abgesenkten Zustande. Da der Puffer mit der Rückleitung verbunden, so genügt der in derselben befindliche Druck von 1 Atm., um die leer gehenden Plunger bis zur Anfangslage aus dem Cylinder zu schieben.

Auflagerung der ausgeschwenkten Brücke. Um bei stürmischem Wetter die frei schwebende Brücke zu sichern wird die ausgeschwenkte Brücke in der Mitte (über Drehpfeiler) und am Ende des langen Armes aufgelagert, dabei jedoch, um Zeit und Druckwasser zu sparen, der Mittelzapfen nur um 3 cm gesenkt, während die geschlossene Brücke 16 cm erfordert. Bei einem Reibungsbeiwert $f = 0{,}33$ wird das Ende des langen Armes mit 3 t gegen seitliche Bewegung durch Wind festgehalten.

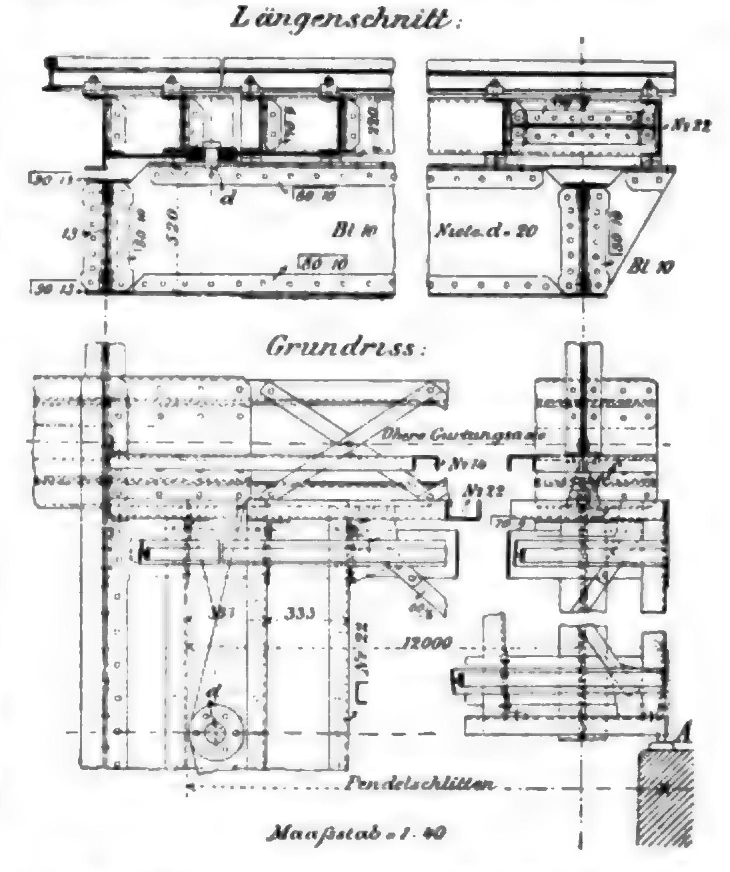
Für den kurzen Arm ist für die ausgedrehte Brücke kein Auflager vorgesehen; er ruht nur auf den Laufrädern (Fig. 8 *b*), von welchen jedes bei dem denkbar ungünstigsten Belastungsfall höchstens 16,7 t Druck erhalten kann.

Fig. 8. *Ende des kurzen Armes bei Osterrönfeld.*

Pendelschlitten. Die ausgeschwenkte Brücke liegt von Ost nach West, es wird daher, da nur ein Untergurt voll beschienen ist und die 3 übrigen im Schatten liegen, wenn am Ende des langen, verriegelten Armes Schienenkopf auf Schienenkopf passen, das gleiche nicht am Ende des kurzen Armes stattfinden; um nun die Schienenköpfe auch in diesem Falle genau einander gegenüber zu bringen, ist ein bewegliches Geleisstück auf einem besonders vorgesehenen Rahmen, dem bereits früher erwähnten Pendelschlitten (Fig. 8 *a* u. 9), befestigt, an dessen der Brückenmitte zu gelegenem Ende sich der Drehbolzen *d* befindet. Am anderen freien Ende schliefst der Pendelschlitten an den Anschlag *A* der Art, dafs sich

genau Schienenkopf gegen Schienenkopf stellt. Gegen diesen Anschlag wird der Pendelschlitten durch die Spiralfeder *f* gedrückt und überdies durch eine seitliche Verriegelung gegen wagrechte Verschiebungen gesichert. Durch diese Anordnung ist erzielt, dafs der im Grundrifs des Geleises sich ergebende Knick das bei der preufsischen Normalweiche übliche Mafs von 33 Minuten nicht überschreitet, wobei noch zu beachten, dafs ohnehin mit Rücksicht auf die Betriebssicherheit die Brücke nur langsam befahren werden darf.

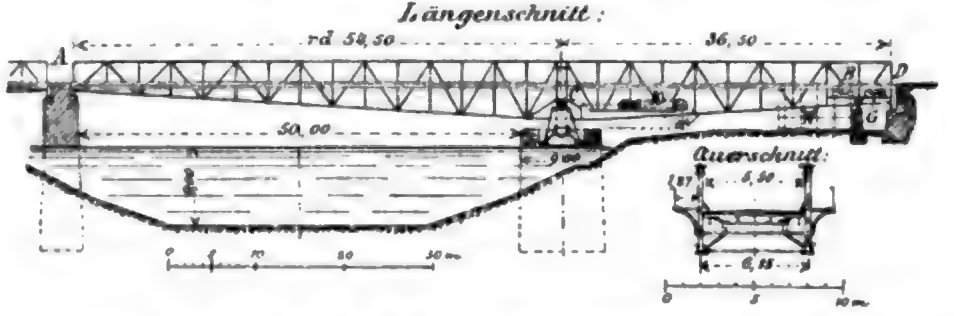
Fig. 9.
Pendelschlitten bei den Drehbrücken in Osterrönfeld.



Der Zeitaufwand zum einmaligen Öffnen beträgt bei gewöhnlichem Wetter $1^3/_4$ Minuten, wovon $^1/_2$ Minute zum Anheben, $1^1/_4$ Minuten zum Drehen erforderlich; die Bedienung jeder Brücke erfolgt durch einen Mann.

β) Die Strafsendrehbrücke bei Rendsburg (Fig. 10) übersetzt den Kanal rechtwinkelig. Die Gesamtträgerlänge beträgt 91,90 m = (55,05 + 33,21 + 3,64 m); die Entfernung der beiden lotrecht stehenden Hauptträger 6,15 m von Tragwand-Mitte zu Mitte; Trägerhöhe über Pfeiler = 7 m; aufserhalb der Tragwände befinden sich auf Kragarmen 2 Fufswege von je 1,25 m nutzbarer Breite. Die Unterkante der Obergurtung liegt 2 m über Fahrbahn, sodafs der Querverkehr ungestört stattfinden kann. Es liegt eine Windverspannung nur in der unteren Gurtungsebene.

Fig. 10.
Strafsendrehbrücke bei Rendsburg (Nord-Ostsee-Kanal).



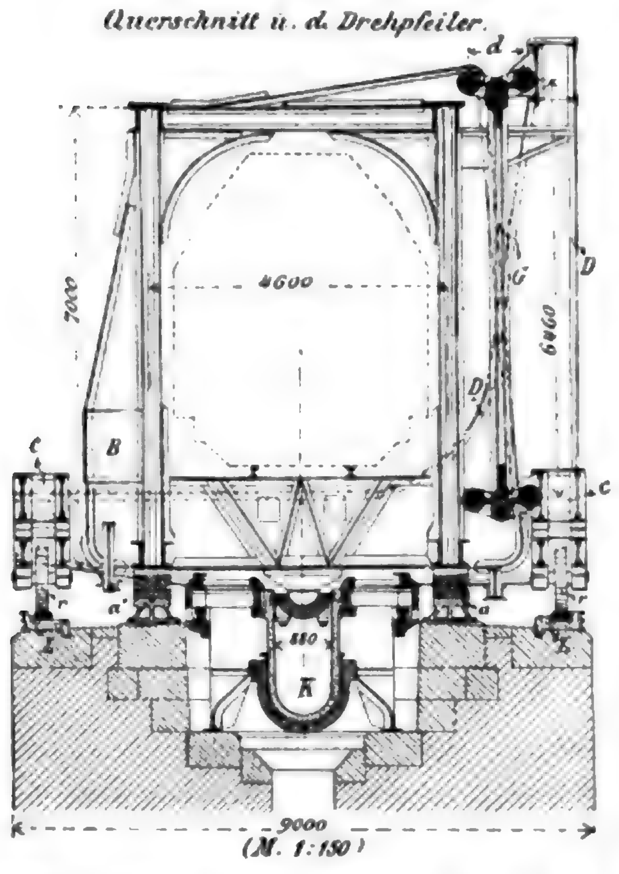
Da die Querverbindung keine ausreichende Aussteifung für die frei schwebende Brücke bietet, sind am Ende des kurzen Armes Laufrollen nächst jedem Hauptträger angeordnet. Der Königsstuhl ist 1,70 m tief in den Pfeiler eingebaut, siehe Fig. 10. Die Einzelheiten der Bewegungsvorrichtung stimmen im wesentlichen mit jenen der Osterrönfelder Brücken überein.

γ) Die Eisenbahndrehbrücke bei Taterpfahl (Fig. 11) übersetzt ebenfalls rechtwinkelig den Kanal. Da die Fahrbahn nach unten gelegt werden mufste, wurden die Hauptträger als Parallelfachwerkträger ausgeführt. Trägerlänge 95,94 m = (56,62 + 35,00 + 4,32 m) bei 6,80 m Höhe. Die tiefe Lage der Fahrbahn hatte besondere

Schwierigkeiten zur Folge: der Königsstuhl konnte nur geringe Höhe erhalten; die Drehcylinder mufsten aufserhalb der Hauptträger, parallel zur Brückenlängsaxe, gelagert werden und es war eine besondere Einrichtung, kurz Drehschemel genannt, erforderlich, um das seitliche Kippen der frei schwebenden Brücke zu verhindern und den Winddruck aufzunehmen.

Fig. 11. *Eisenbahndrehbrücke bei Taterpfahl (Nord-Ostsee-Kanal).*

Querschnitt u. d. Drehpfeiler.



Die Hauptträgerhöhe wurde so gewählt, dafs auch in der oberen Gurtungsebene eine Windverspannung angebracht werden konnte. Die Fahrbahn besteht aus hölzernen Querschwellen mit Streichbalken neben jeder Schiene zur Sicherung gegen Entgleisung. Die Stöfse der Längsträger sind frei schwebend und gestatten sowohl eine Drehung, als auch eine kleine Verschiebung. Zwischen den Obergurten der Längsträger liegt ein durchlaufender Horizontalverband, der in geeigneter Weise mit den Knotenpunkten der unteren Gurtung in Verbindung gebracht ist[1]), um auch die Bremskräfte der Brücke wirksam aufnehmen zu können.

Infolge des oben erwähnten Drehschemels ist die Brücke auf der Kolbensäule mit einem Kugellager gelagert und, wie bei der Strafsenbrücke, am Ende des kurzen Armes durch Laufrollen unter jedem Hauptträger unterstützt. Neben den Laufrollen sind (auch bei den anderen Brücken) Sicherheitsrollen angebracht.

Der bereits erwähnte Drehschemel (Fig. 11) besteht aus zwei rechtwinkelig nach aufwärts gebogenen Hauptträgern *D*; sie sind bei *c* durch kastenförmige Träger verbunden, welch letztere mittels einer drehbaren Achse auf einem an einem Räderpaar gestützten Balancier ruhen. Oben sind die beiden Hauptträger durch einen nach drei Seiten geschlossenen Kasten verbunden. Die Lage dieser beiden Hauptträger des Drehschemels zum eisernen Überbau ist durch 3 Mitnehmer so festgesetzt, dafs die mittlere Lotebene des ganzen Drehschemels mit der mittleren Querschnittsebene durch die Auflagerlotrechte des Brückenunterbaues zusammenfällt. Diese Mitnehmer gestatten eine Veränderung der Höhenlage der Brücke gegen den Drehschemel, sodafs sie einem Anheben der Brücke nicht hinderlich sind. Die zwischen den Hauptträgern der Drehschemel liegenden Brückenhauptträger gestatten nicht die Anordnung eines durchlaufenden Schrägenverbandes; es sind entsprechend abgesteifte Rahmen hierfür konstruiert, in deren wagrechtem Teil noch Eckverbindungen sind, die gleichzeitig dazu dienen, als Ballastkästen *B* (Fig. 11) zu wirken, da wegen der unsymmetrischen Form der Drehschemel eine Ausgleichung der leichteren Seite erforderlich ist. Der Drehschemel wirkt bis zu 78 kg/qm Winddruck blofs durch sein Gewicht; wird letzterer überschritten, so treten 2 Sicherheitshaken in Thätigkeit, die unter den vorstehenden Rand des Königsstuhles

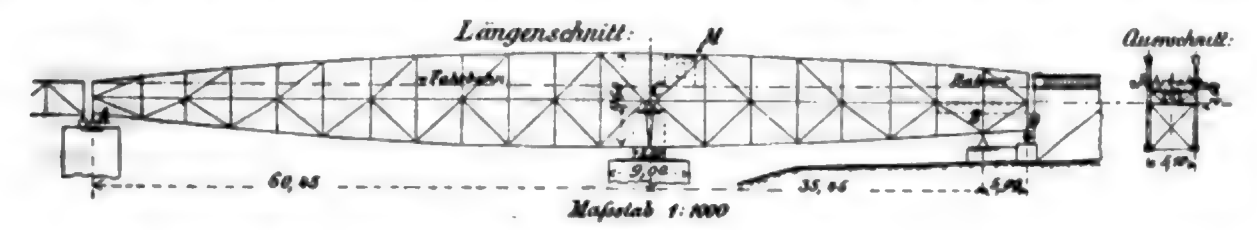
[1]) Zeitschr. f. Bauw. 1896, Taf. 16, 17, Fig. 14, 15.

greifen. Die Verbindung des Drehschemels mit der Brücke erfolgt durch ein System G von Stangen, die durch Gelenke miteinander verbunden sind. Macht man d (siehe Fig. 11, rechts oben) im Verhältnis zur lotrechten Bewegung nur genügend grofs, so ist die unvermeidliche wagrechte Bewegung auf das praktisch zulässige Kleinstmafs gebracht und kann von dem Untergurt aufgenommen werden.

Die übrigen Anordnungen, wie: Windschirm am kurzen Arm, Puffer, Pendelschlitten und Vorrichtungen zum Heben und Drehen gleichen den bei den Osterrönfelder Brücken getroffenen.

Fig. 12.

Entwurf der Maschinenbau-Aktiengesellschaft Nürnberg für die Osterrönfelder Brücken.

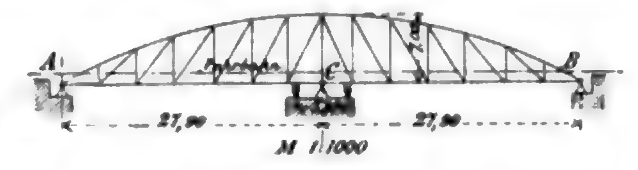


δ) Einem Entwurfe der Maschinenbau-Aktiengesellschaft Nürnberg für die Osterrönfelder Brücken (Fig. 12) liegt das Bestreben zu Grunde, die elastische Einbiegung, sowie die Verdrehungen durch Windwirkungen (Torsionsbeanspruchungen) thunlichst klein zu erhalten; deshalb wurde die grofse Höhe über Pfeiler = 9,6 m $\left(\frac{9,6}{100,6} = \frac{1}{9,54}\right)$ gewählt und die Hauptwindverspannung nahezu in die Schweraxe der Hauptträger gelegt, sodafs die Hauptwindverspannungsebene durch das Druckmittel der gesamten Windangriffsfläche geht. Gleichzeitig ergiebt sich für die gewählte Anordnung eine kleine Anzahl von Knotenpunkten, ohne dafs man dabei zu grofse Knicklängen für die gedrückten Glieder erhält.

ε) Aufser diesen 4 Kanalbrücken war eine zweigeleisige Eisenbahnbrücke über die Obereider bei Rendsburg (Fig. 13) erforderlich; diese gleicharmige, 55,80 m lange Brücke übersetzt die Obereider unter einem Winkel von 84°; trotz der schiefen Pfeilerstellung konnte der eiserne Überbau rechtwinkelig angeordnet werden. Der Drehpfeiler steht am Rand der Fahrrinne des neuen Durchstiches, für den sich eine nutzbare Lichtweite von 21,87 m ergiebt. Das Gewicht der ausgedrehten Brücke, 246 t, ruht nur auf dem Königsstuhl C; 4 Laufrollen, in je 2,90 m Entfernung von letzterem angebracht, sichern die Brücke gegen Kippen durch seitliche Kräfte. In eingedrehter Stellung ist die Brücke an den Enden A und B aufgelagert und verriegelt, ähnlich wie die Ludwigshafener Brücke (Fig. 22); ferner kommen in Brückenmitte aufser dem Königsstuhl 2 feste Lager mit flachcylindrischer Oberfläche, je eines unter einem Hauptträger gelagert, zur Wirksamkeit.

Fig. 13.

Eisenbahndrehbrücke über die Obereider bei Rendsburg (Nord-Ostsee-Kanal).



Auch bei dem eisernen Überbau dieser Brücke wurde die Verwendung schlaffer Glieder grundsätzlich vermieden; entworfen und ausgeführt wurde sie von der Maschinenbau-Aktiengesellschaft Nürnberg.

b. Die Baakenbrücke über den Magdeburger Hafen in Hamburg
(Fig. 14 bis 17), [Litt. 25]

besteht aus 2 festen und einer gleicharmigen Drehöffnung von 53,5 m und führt ein Bahngeleise, eine 6 m breite Fahrbahn und einen 2,5 m breiten Fufsweg unter einem Winkel von 59° 8′ über den Hafen; die nutzbare Lichtweite jeder Öffnung der Drehbrücke beträgt 21,3 m. Der dritte, mittlere Träger wurde eingeschaltet, um bei der grofsen Gesamtbreite von 13,5 m an Querträgergewicht zu sparen. Da die Brücke in ausgedrehter Stellung allein auf dem Kolben des als Wasserdruckpresse ausgebildeten Königsstuhles lagert, konnte von der meist üblichen kreisrunden Form des Pfeilers abgesehen und derselbe länglich, wie ein gewöhnlicher Strompfeiler (Fig. 16) ausgebildet werden, wodurch eine zweckentsprechende Durchleitung der Strömung erzielt wird.

Fig. 14, 15 u. 16.

Baakenbrücke über den Magdeburger Hafen in Hamburg.

Fig. 14.

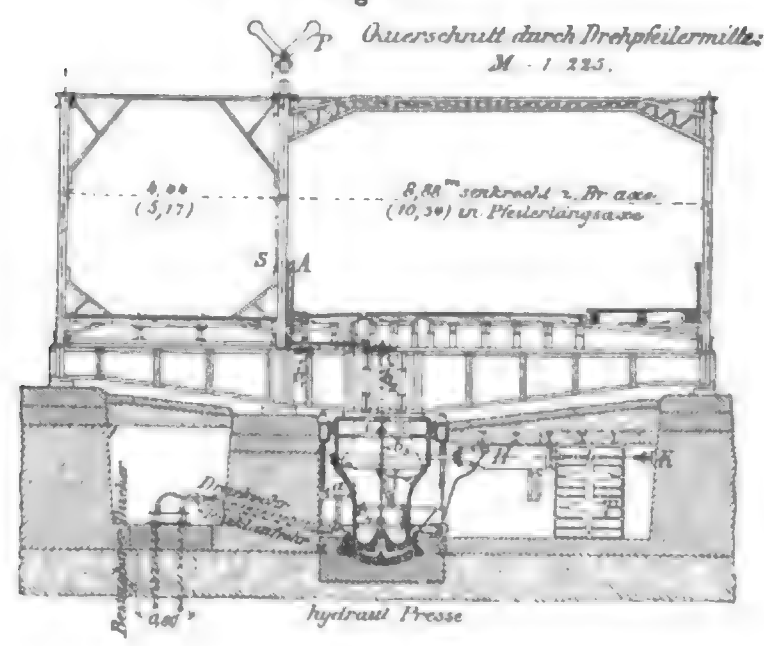


Fig. 15.

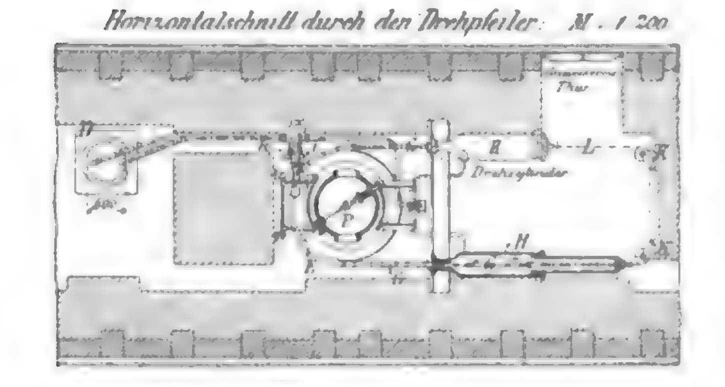
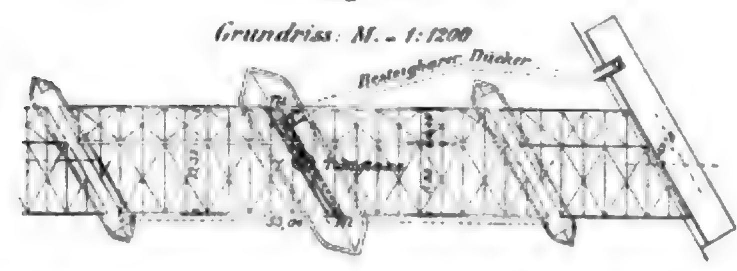


Fig. 16.



Der Drehpfeiler hat daher eine Länge von 28 m bei 6,4 m Breite, und ruht auf 96 je 35 cm starken Grundpfählen, welche unter Wasser von Tauchern in gleicher Höhe abgeschnitten wurden.

Der eiserne Überbau wurde ganz aus Flufseisen hergestellt und ist die erste Brücke Deutschlands aus diesem Material, welche auch von Bahnzügen befahren wird. Nur die Niete wurden aus Schweifseisen hergestellt.

Die Hauptträger der Drehbrücken sind Halbparabelträger, 53,04 m lang, 5,75 m im Scheitel und 2 m an den Enden hoch mit schlaff konstruierten Schrägstäben und trogförmigen Gurtungen. Als veränderliche Lasten sind für das Geleis 3 Lastzuglokomotiven mit Tendern von 14 bezw. 9 t Achsdruck, für die Strafsenbahn zwei Reihen Lastwagen von 10 t Achsdruck und 3 m Achsstand, für den Fufsweg 400 kg/qm der Berechnung zu Grunde gelegt. Bei der Berechnung der eingedrehten Brücke wurde die Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes der Haupt-

träger nicht berücksichtigt. Vom Eigengewicht trifft auf den mittleren Träger 3,25, auf die beiden äußeren 2,50 und 1,35 t/m Länge. Zur Querschnittsabmessung wurde die Weyrauch-Launhardt'sche Formel benutzt, jedoch statt des für Schweißeisen üblichen Grundwertes von 700 kg/qcm wegen der Verwendung von Flußeisen 900 kg/qcm gesetzt.

Die Eisengewichte der Drehbrücke ergeben sich wie folgt:

Die 3 Hauptträger	107,94 t
Die Querträger und Eckverspannungen	68,78 „
Die Fahrbahnträger	51,89 „
Windverstrebung und Geländer	14,14 „
Niete und Bolzen	6,80 „
Lager	8,50 „
	258,04 t

Die Hauptträger *m* (Fig. 16):	
Träger	36,63 t
Niete und Bolzen	1,10 „
Lager	5,54 „
	43,27 t
Daher Gesamtgewicht des Überbaues der Drehbrücke (ohne Mechanismus)	301,31 t

Die Bewegungsvorrichtungen der Drehbrücke. Als Betriebskraft dient das Druckwasser der städtischen Wasserleitung, dessen Spannung zwischen 2 bis 4 Atm. wechselt; es wurde daher zur Aufspeicherung der mechanischen Arbeit für das zweimalige Öffnen und Schließen der Brücke ein Kraftsammler in Anwendung gebracht und befinden sich die Hub- und Drehvorrichtungen in einem auf dem Landpfeiler errichteten Maschinengebäude (Fig. 17), sowie im Hohlraume des Drehpfeilers (Fig. 14 und 15). Der nutzbare Arbeitsdruck unter der Hebepresse in Brückenmitte beträgt 29 Atm.; das von letzterer zu hebende Gewicht setzt sich zusammen aus dem eisernen Überbau = 258 t, der hölzernen Fahrbahn = 98 t, dem Hauptquerträger = 43,3 t und dem Kolben der Hebepresse einschließlich verschiedener Steuervorrichtungen = 20,7 t; insgesamt 420 t; die hierfür auszuübende Kraft setzt sich zusammen aus der Kraft zur Hebung der eben gefundenen 420 t, der Kraft zur Überwindung der Stopfbüchsenreibung, veranschlagt zu 11 t, und dem zur Überwindung der aus einem Winddruck von 100 kg/qm hervorgerufenen Reibungswiderstand im Betrage von 16,4 t. Da die Brücke um 15 cm anzuheben ist, findet sich, bei reichlicher Bemessung des Kolbendurchmessers mit 143 cm, zum einmaligen Hub eine Druckwassermenge von 240 l. Das einmalige Öffnen und Schließen soll in 3 Minuten ausgeführt werden; hiervon sind erforderlich 15 Sekunden zum Anheben, 50 zum Ausschwenken, 50 zum Einschwenken, 15 zum Absenken und 50 für die übrigen Vorrichtungen. Die Kraft zur Beschleunigung der zu bewegenden Massen beträgt 1 t, die zur Überwindung der gesamten Kolbenreibungswiderstände 11,3 t und die der Stopfbüchsenreibung 11 t, und demnach das Gesamt-Drehmoment 31,37 tm. Die Gelenkgliederkette *G* (Fig. 15), deren Enden mit den Kolbenstangen zweier Drehcylinder *H* (Fig. 14 u. 15) verbunden sind, von denen der eine die Brücke öffnet, der andere sie schließt, erhält bei einem Kettenscheibendurchmesser von 248 cm einen Zug von 25,3 t, wofür ein Durchmesser von 34 cm für den Drehcylinder genommen wurde, zu dessen einmaliger Füllung mit Druckwasser 118 l, oder, da nur auf 4/5 des ganzen Hubes Druckwasser zugeführt wird, etwa 95 l nötig sind.

Bewegungsvorrichtungen. Die Hebepresse ist aus Gußeisen ausgeführt und der Kolben gegen Rostbildung mit einem Metallmantel versehen. Die Dichtung zwischen Kolben und Cylinder ist durch 3 Hanfflechten mit Gummiseele hergestellt. Der Hub der Drehcylinder *H* beträgt ungefähr 1,4 m und sind letztere, um ein Schlaffwerden der Gelenkkette *G* unter allen Umständen hintanzuhalten, durch die Kette *L* verbunden.

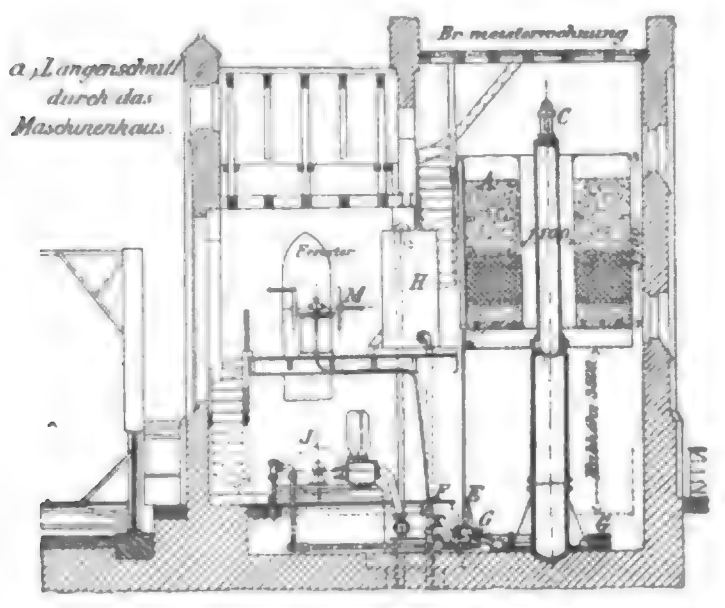
Die Steuervorrichtung ist einfach: Die Anhebung der Brücke geschieht durch Umlegen eines Hebels, der die Steuerung der Hebepresse mittels Ventilen bewirkt, die durch

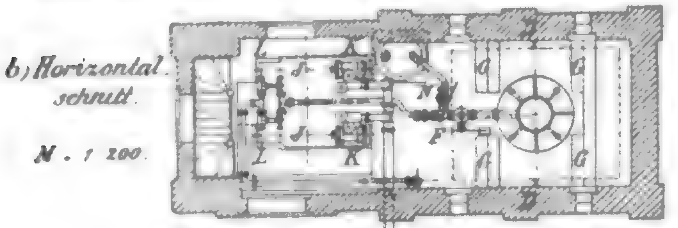
Gegengewicht und Hebelübersetzung selbstthätig geschlossen werden; mit diesem Hebel ist gleichzeitig eine Riegelvorrichtung verbunden, die die Riegelung der Brücke an den Enden bethätigt. Die Vorrichtung ist so angeordnet, dafs einerseits die Einriegelung geschieht, bevor das Druckwasser unter die Hebepresse tritt, andererseits der Wiederverschlufs erfolgt sein mufs, bevor das den Verkehr freigebende Signal erscheint. Die Steuerung der Drehvorrichtung erfolgt unabhängig vom Heben und Senken der Brücke; die Drehbewegung der Brücke läfst sich nur ausführen, wenn sie auf die vorschriftsmäfsige Höhe angehoben ist.

Da der Hohlraum des Pfeilers unter Hochwasserhöhe liegt, aber immer trocken gehalten und zeitweilig betreten werden mufs, ist er durch die 2,7 t schwere eiserne Thür *T* (Fig. 14 u. 15) wasserdicht abgeschlossen; die durch eine Gummischnur bewirkte Dichtung hat sich vollkommen bewährt; die in Betracht kommende Wasserdruckhöhe kann 4 m erreichen.

Der zur Aufspeicherung der Betriebskraft für ein zweimaliges Öffnen und Schliefsen ausgeführte Kraftsammler *C* (Fig. 17) fafst 860 l Druckwasser; der nutzbare Hub ist auf 3,5 m bei 56 cm Durchmesser berechnet; das Belastungsgewicht von 76,4 t ist in dem eisernen Ballastkasten *A* untergebracht und besteht aus Eisenschrot und Sand. Drosselventile *E* und *F* begrenzen den Hub des Gewichtskastens in sicherer Weise und kann letzterer überdies auf den starken Hölzern *G* abgefangen und vom Kraftsammler getrennt werden. Das verbrauchte Wasser wird dem Sammelbehälter *H* und von diesem den Pumpmaschinen *J* zugeführt, sodafs ein geschlossener Kreislauf stattfindet.

Fig. 17. *Baakenbrücke über den Magdeburger Hafen in Hamburg.*





Die Überführung der beiden Rohrleitungen vom Maschinengebäude zum Drehpfeiler geschieht in einem besteigbaren, geschweifsten, 10 mm starken Dükerrohr *D* von 80 cm Durchmesser (Fig. 14, 15 u. 16); dadurch kann die Rohrleitung stets unter Aufsicht gehalten und jede Undichtheit sofort behoben werden. Das Kraftwasser erhält 50% Glycerin als Zusatz und bleibt dann bei 20° C. Kälte noch flüssig. Die Zwillings-Pumpenmaschine *L* (Fig. 17 *b*) liefert in 8 Minuten genügend Kraftwasser zum zweimaligen Öffnen und Schliefsen; das Wasser der städtischen Leitung wirkt unmittelbar auf die beiden Triebkolben *K* der Maschine, diese in Verbindung mit dem Differentialkolben *L* beziehen ihr Speisewasser aus dem Behälter *H* und drücken es gespannt in den Kraftsammler. Versagt die städtische Leitung, so können 4 Arbeiter mittels der Handzwillingspumpe *M* den Gewichtskasten *A* heben. Da das Leitungswasser nicht besonders rein, mufs es durch eine Reinigungsvorrichtung fliefsen, bevor es in die Pumpenmaschine gelangt.

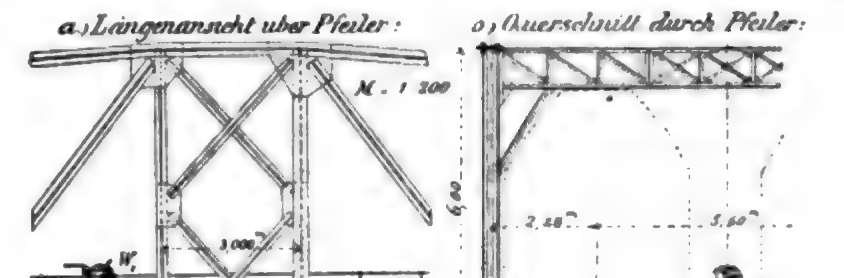
Die Gewichte der Drehvorrichtung sind:

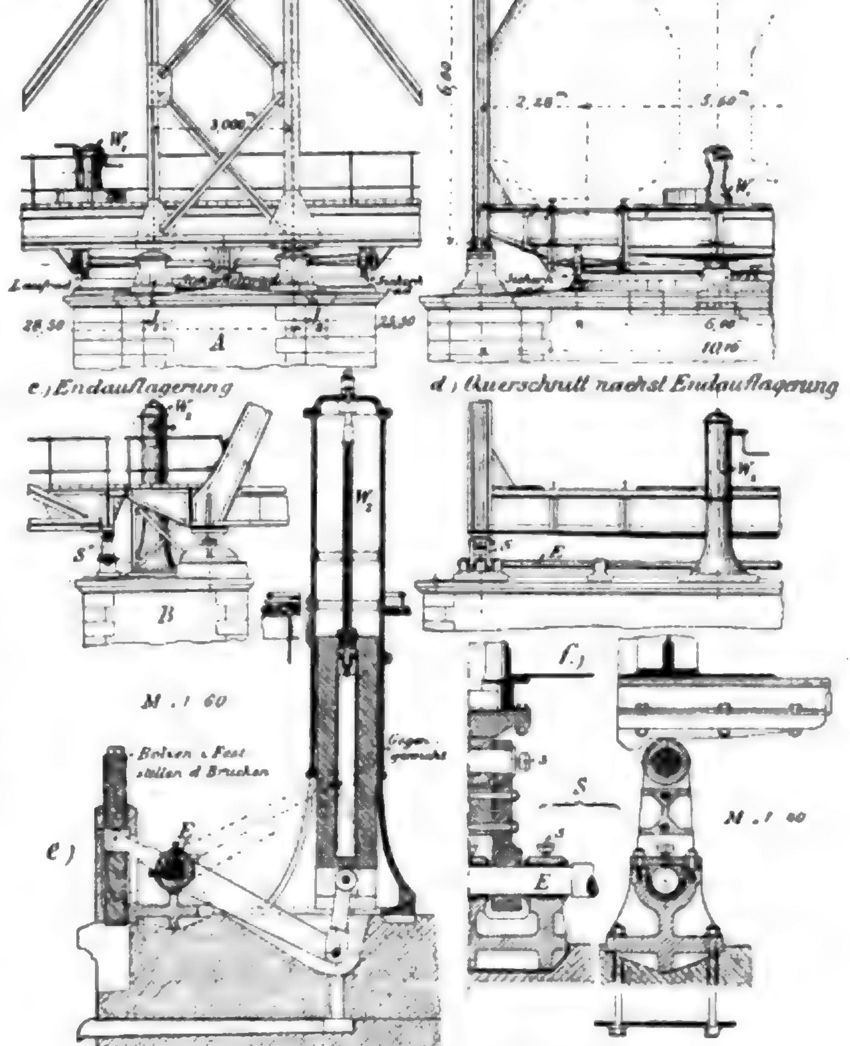
Hebepresse mit Steuervorrichtung	31,60 t
Drehcylinder mit Steuervorrichtung	11,38 „
Rahmenplatte mit Führungsrolle und Verankerung	10,92 „
Kraftsammler mit Gewichtskasten, ausschliefslich Ballast	22,08 „
Pumpenmaschine mit Zubehör	5,11 „
Handpumpe mit Zubehör	0,86 „
Rohrleitungen	3,16 „
Sammelbehälter	0,47 „
Wasserreinigungs-Vorrichtung	0,92 „
Riegel- und Puffer-Vorrichtung	2,07 „
Dükerrohr mit Zubehör	18,36 „
Zusammen	106,93 t

Die Brücke ist seit fast 8 Jahren in Betrieb und hat sich sehr gut bewährt; die erforderliche Zeit zu einem einmaligen Öffnen und Schliefsen beträgt 2 Minuten 20 Sekunden. Die Kosten der Drehvorrichtung betragen 62000 M., die des Maschinengebäudes 15000 M. ohne Vorarbeiten, Entwurf und Bauleitung; die Kosten des eisernen Überbaues, Fundierung u. s. w. sind nur für die ganze Brücke, einschliefslich der beiden festen Öffnungsfelder, angegeben.[3])

Der eiserne Überbau wurde von der Aktiengesellschaft Harkort in Duisburg, die Drehvorrichtung von Hoppe in Berlin geliefert; die Bearbeitung des Entwurfes erfolgte durch Weyrich in Hamburg.

Fig. 18. *Eisenbahnbrücke über die Eider bei Friedrichstadt.*





e u. f) Einzelheiten zur Endauflagerung:

c. Eisenbahnbrücke über die Eider bei Friedrichstadt (Fig. 18), [Litt. 24].

In diese lange Bahnbrücke ist ein beweglicher Teil von 54 m Gesamtlänge in Form einer gleicharmigen zweigeleisigen Drehbrücke eingeschaltet; als Parabelträger mit Zugbandsystem und 6 m Höhe über Drehpfeiler $\left(\frac{6}{54} = \frac{1}{9}\right)$ nach dem Schwedler'schen System ausgebildet, kann sie in 2 Minuten von 2 Arbeitern um 90° gedreht werden. In eingedrehter Stellung bil-

[3]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1895, S. 326.

det sie einen durchgehenden Träger mit den ungleichen Spannweiten 28,5 und 25,5 m (Fig. 18 *a*); da sie zum Durchdrehen in beliebiger Richtung befähigt sein soll, sind sämtliche auf dem Pfeiler angebrachte Auflager J_1 und J_2 symmetrisch zum Pfeilermittel angeordnet und infolge dessen die Endauflager in einer von der üblichen Art abweichenden Weise ausgebildet (Fig. 18 *c* bis *f*). Unter jedem Endquerträger liegt eine Welle E (Fig. 18 *d* bis *f*), an deren beiden Enden je ein 0,50 m langer Doppelhebel mit zwischenliegender Walze zur Unterstützung der Hauptträger befestigt ist. In der Mitte der Welle E befindet sich (in Fig. 18 *d* durch W_2 verdeckt) ein 1 m langer Hebel, der behufs Heben und Senken der Stütze S (Fig. 18 *c*, *d*, *f*) mit der Spindel W_2 in Verbindung steht; diese Stützen S haben bei geschlossener Brücke den vollen Auflagerdruck der Hauptträger aufzunehmen. Das 800 kg schwere Gegengewicht (Fig. 18 *e*) bezweckt, das Heben und Senken der Enden zu erleichtern, das mittels des Windebockes W_2, während die Drehung der Brücke mittels des Windebockes W_1 (Fig. 18 *a* u. *b*) bethätigt wird.

Die statische Berechnung des Überbaues erfolgte nach der Formel $\sigma = 700\left(1 + \frac{S\ min}{S\ max}\right)$; als Verkehrslast wurden 5 t/m, als Eigengewicht 1,6 t/m und Geleise, für die belastete 150 kg/qm und für die unbelastete Brücke 250 kg/qm Winddruck angenommen, als Material Schweißeisen verwendet.

Der Drehpfeiler ist nicht rund, sondern länglich; die ausgedrehte Brücke ist deshalb, da sie in dieser Stellung über letzteren hinausragt, durch aus Holz gezimmerte Schwimmkörper[8]) gesichert; überdies sind noch Eisbrecher angeordnet. Die Bedienung erfordert 4 Wärter, von denen je 2 Dienst haben und für welche eine heizbare Bude vorgesehen ist. Die Brücke ist mit einer Signalvorrichtung ausgestattet, welche nur das Fahrsignal stellen läßt, wenn die Stützhebel S an den Brückenenden vollständig senkrecht stehen. Angaben über Kosten und Gewichte sind nicht gegeben.

d. Die Drehbrücke über die Peene bei Loitz (Fig. 19), [Litt. 14]

ist ungleicharmig und wurde an Stelle einer alten Holzbrücke auf massiven, auf Brunnen gegründeten Pfeilern errichtet; sie trägt eine 2,6 m breite Fahrbahn und 2 je 1 m breite Fußwege; letztere sind durch Kragarme an die als Blechträger ausgebildeten Hauptträger von 28,62 m Gesamtstützweite angeschlossen; Fahrbahn und Fußwege bestehen aus Bohlenbelag auf hölzernen Längsbalken. Die Mittelstütze B (Fig. 19 *b* u. *d*) für die eingedrehte Brücke ist um 0,50 m seitlich des Drehzapfens verschoben. Soll die Brücke ausgedreht werden, so wird die Endstütze des längeren Armes (Fig. 19 *a*) gesenkt und zwar so lange, bis die Mittelauflager B und das andere Endauflager druckfrei werden, wobei auf das Stützrad (Fig. 19 *b* u. *d*) 4 t treffen. Zur Verhütung des seitlichen Kippens dienen die beiden federnden Laufräder (Fig. 19 *d*), welche durch geeignete Vorrichtungen sehr genau eingestellt werden können, wobei der zulässige Druck auf die Federn je 2,5 t beträgt. Der Drehzapfen A (Fig. 19 *b*, *d* u. *i*) besteht aus einem unteren und oberen gußstählernen Cylinder (Fig. 19 *i*), der obere ist aus einer gußstählernen Spindel mit flachem Gewinde und unten kugelförmig abgerundetem Ende gebildet; der untere, als Pfanne dienend, ist oben kugelschalenförmig ausgedreht und mittels des Keiles k ebenfalls auslösbar. Bei eingedrehter Brücke soll zwischen beiden 1,5 mm Spielraum vorhanden sein.

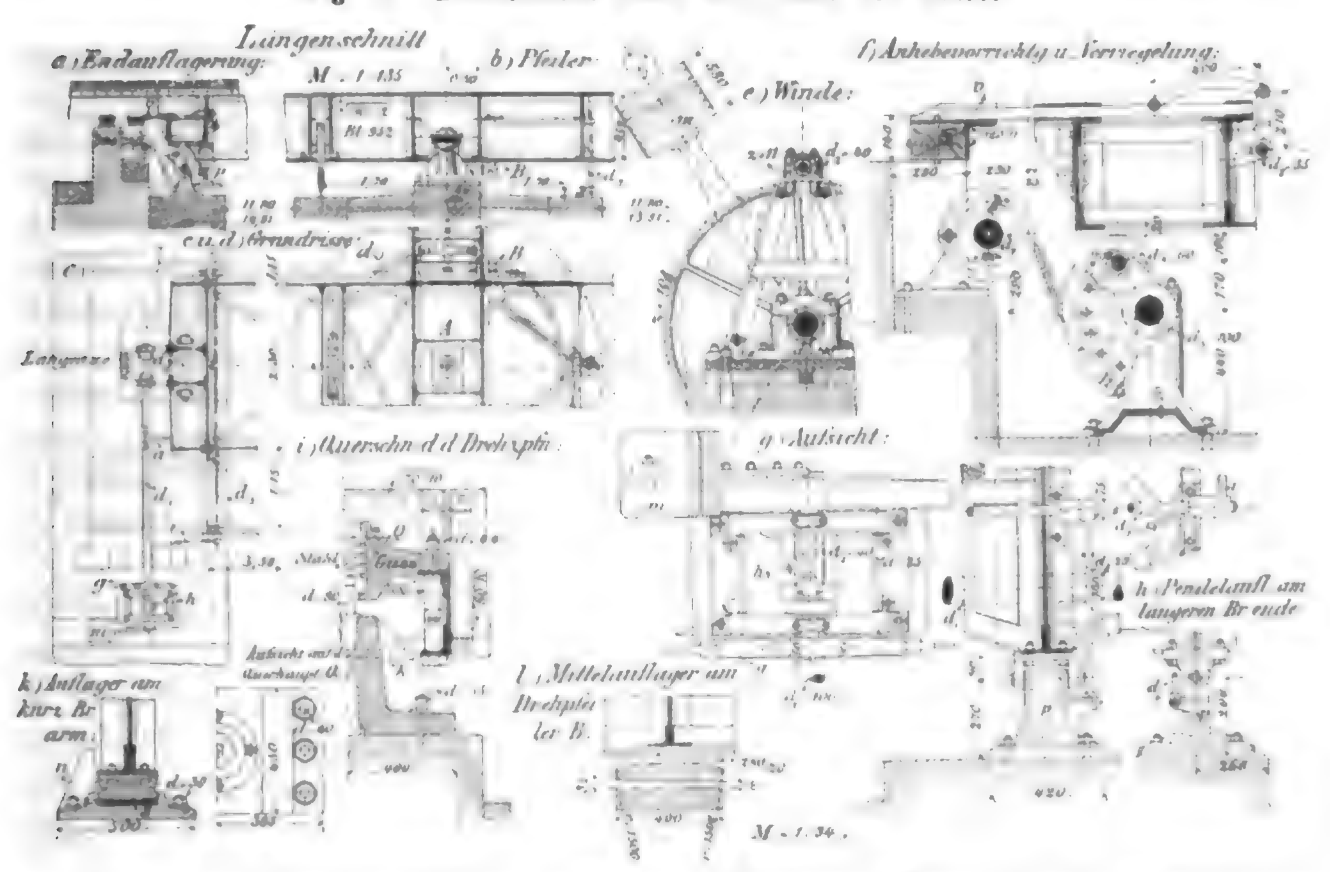
Um die Brücke von den Lagern abheben zu können, ist am Ende des langen Armes unter der Brücke auf Böcken die Welle d_3 (Fig. 19 *c* u. *f*) gelagert, auf welcher 2 Daumen sitzen, an denen längere Ketten befestigt sind, die um 2 Kettenscheiben d_1 so geschlungen sind, daß beim Aufwickeln der Kette der Daumen mit der Rolle d_2 gehoben, bezw. beim Aufwickeln gesenkt wird, womit zugleich das Brückenende sinkt, sofern vorher die Pendelstütze p (Fig. 19 *a* u. *h*) ausgedreht wurde; die Kettenscheiben sitzen

---

[8]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1890, S. 590 und Taf. 15, Fig. 14 u. 15.

auf der Welle d_1 und gleichfalls darauf ein Zahnrad mit auf diesem befestigtem Gegengewicht *m* (Fig. 19 *c*, *e* u. *g*); in das grofse Zahnrad greift ein Vorgelege mit Spill- und Sperrrad *g* (Fig. 19 *g*).

Fig. 19. *Drehbrücke über die Peene bei Loitz.*



Das Ausdrehen der Brücke erfolgt in folgender Weise: Durch Rechtsdrehen von *g* wird das längere Brückenende gehoben, die Pendel *p* heben sich ab und schwingen frei in den wagrechten Lagerbolzen. Nun wird die Winde gesperrt, hierauf werden die Pendel *p* durch den Hebel *i* (Fig. 19 *h*) um 90° gedreht und damit wird zwangläufig der Riegel *v* (Fig. 19 *h*) ausgelöst. Wird nun die Sperrvorrichtung der Winde wieder gelöst und das Spillrad *g* nach links gedreht, so beginnt der Brückenarm zu sinken bei gleichzeitig steigendem Gegengewicht, so lange bis die beiden Stahlzapfen bei *A* zur Berührung gebracht sind und das Stützrad sich auf die Laufschiene setzt, wobei gleichzeitig die Brücke sich von den Mittellagern *B*, sowie von den Endlagern (Fig. 19 *k*) abhebt. Schwebt die Brücke frei, so wird die Winde gesperrt und nun die Brücke mittels der Welle d_7 (Fig. 19 *b*) längs des am Drehpfeiler festgemachten Zahnkranzes gedreht. Die ganze Arbeit eines Ein- oder Ausdrehens leistet ein Mann bequem in 3 Minuten.

Das Hebewerk ist so gebaut, dafs das Gegengewicht den doppelten Weg wie die Daumenrolle zurücklegt, wodurch bei unveränderlichem Gegengewicht stetes Gleichgewicht erreicht und beim Heben oder Senken nur die Reibungswiderstände zu überwinden sind.

Der Bewegungsmechanismus erfordert 1893 kg Schmiedeeisen, 533 kg Stahl, 3182 kg Gufs und 37 kg Rotgufs.

e. Drehbrücke mit Druckwasserbetrieb im Ruhrorter Hafen (Fig. 20 u. 21), [Litt. 75].

Um den Schiffen eine gröfsere nutzbare Breite zu gewähren (18,2 m nutzbare Lichtweite), wurde eine ungleicharmige Brücke gewählt; Geländerholm und Hauptträger-

obergurt liegen in gleicher Höhe. Zur Verminderung des Gegengewichtes wurde die Fahrbahntafel des kurzen Armes schwerer als die des langen ausgeführt. Bei 750 kg/qcm zulässiger Beanspruchung des Eisenüberbaues ist als veränderliche Belastung 400 kg/qm, bezw. 6 t Achsdrücke der Tragkraftberechnung zu Grunde gelegt worden. Der kreisrunde Pfeiler wurde nach der Methode der Brunnengründung ausgeführt, der Eisenüberbau, um die Schiffahrt nicht zu stören, in ausgedrehter Stellung auf festem Gerüste eingebaut.

Fig. 20 u. 21. *Drehbrücke im Hafen von Ruhrort.*

Fig. 20.

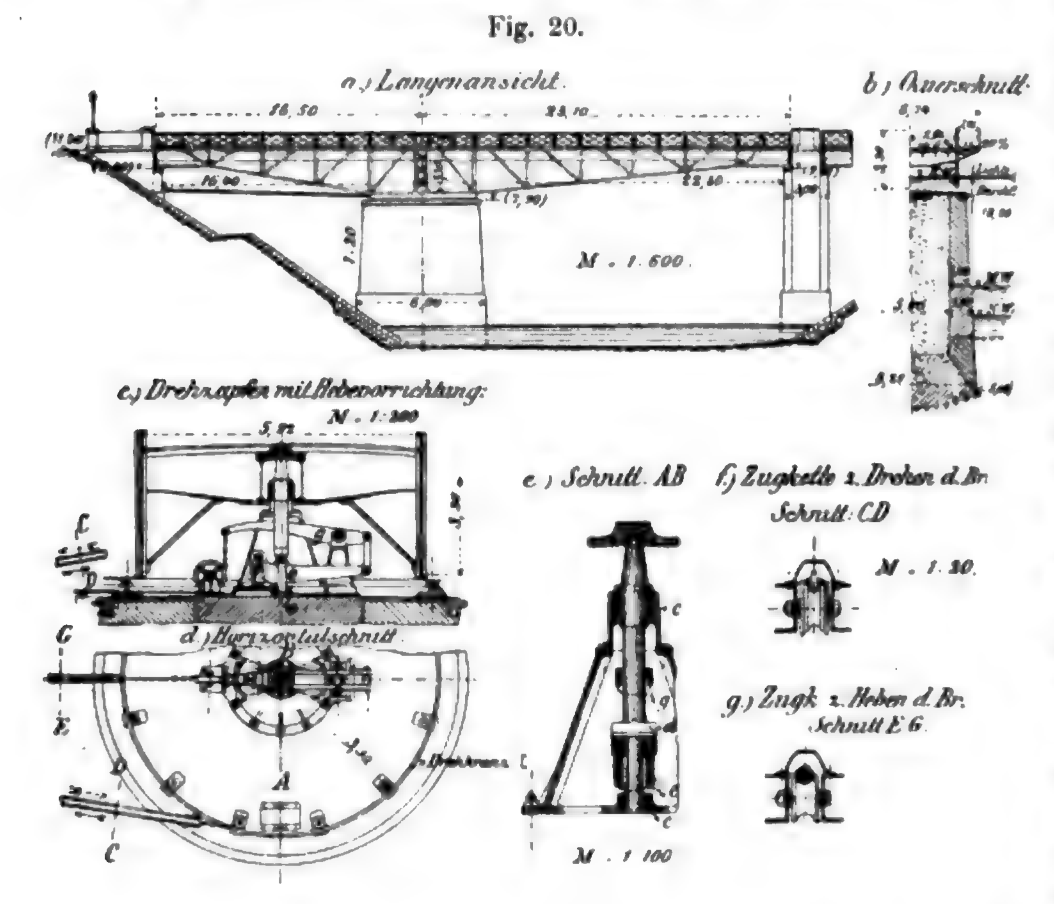
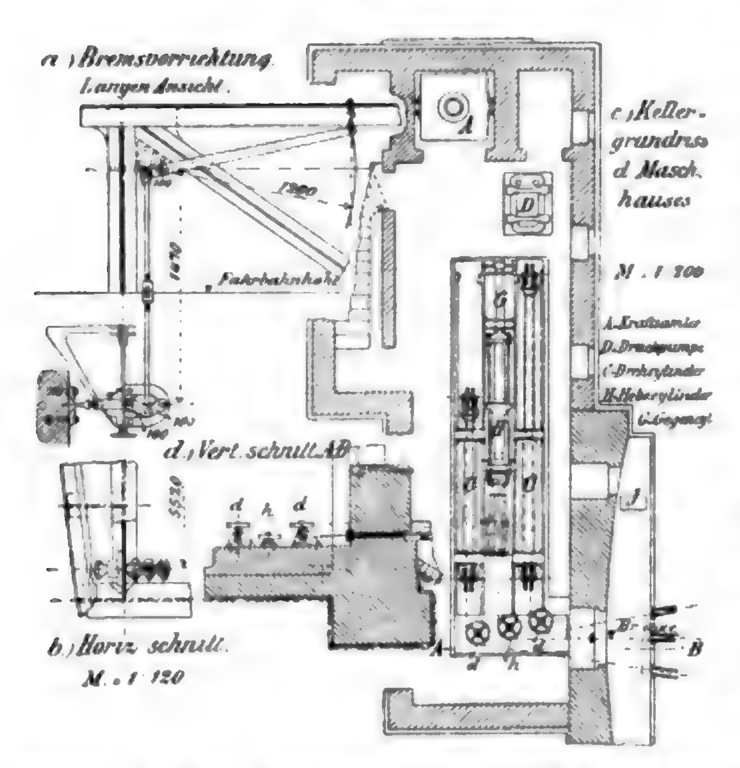


Fig. 21.



Die Bewegung erfolgt durch Druckwasserbetrieb; bevor die Brücke ausgedreht wird, kommt das ganze Gewicht auf den bei *c* (Fig. 20 *e*) oben und unten geführten Drehzapfen, der mittels der seitlichen Ansätze *d* auf den 2 eisernen Tragbalken *e* ruht; letztere stützen sich einerseits auf das feste Stehlager *f*, andererseits sind sie mittels einer lotrechten Gelenkstange mit dem ungleicharmigen Hebel *g* (Fig. 20 *c* u. *e*) verbunden, an dessen langen Arm eine zum Maschinenraum (Fig. 21) führende Hubkette angreift. Die Hebelverbindung besitzt ein Übersetzungsverhältnis = 1 : 20. Das Anziehen der Hubkette erfolgt durch den Wasserdruckstempel *H* (Fig. 21); der Hub des Drehzapfens beträgt 6 cm, wobei noch 2 cm über den Auflagern Spiel bleibt. Auf dem Drehpfeiler ist ein Kranz von 12 liegenden Rollen (Fig. 20 *c*) gebildet, gegen die sich ein ⊏-förmiger Eisenring stützt, der zur Aufnahme der Drehketten dient. Da sich die Brücke nach beiden Seiten ausdrehen läfst, ist keine Riegelungsvorrichtung, wohl aber eine durch die Figuren

21 *a* u. *b* dargestellte Bremsvorrichtung angeordnet worden, deren Wirkungsweise aus den Figuren selbst ersichtlich ist und die sich gut bewährt hat.

Die Bewegung vermittelt der Kraftsammler *A* (Fig. 21 *c*), der, durch eine zweipferdige Gaskraftmaschine gespeist, Druckwasser von 35 Atm. liefert. Mittels des Gegencylinders *G* und einer besonderen Vorrichtung zwischen dem Hebecylinder *H* und der Hebekette wird eine wesentliche Ersparnis an mechanischer Arbeit erzielt. Die Druckcylinder *C* bethätigen das Drehen der Brücke. Die Wasserdruckmaschine ist in einem heizbaren, feuersicher überwölbten Raum aufgestellt. Das einmalige Anheben des Kraftsammlers erfordert 20 Minuten und genügt für 4maliges Öffnen und Schliefsen. Gewichtsangaben fehlen. Die Kosten der Maschinenanlage belaufen sich auf 21500, die des Maschinenhauses auf 6400, die des eisernen Überbaues auf 35200 M.; von letzterem Betrag müfste das Gewicht des anschliefsenden festen Öffnungsfeldes abgezogen werden. Für die Tonne Walzeisen der Drehbrücke wurden 335 M. bezahlt.

f. Strafsendrehbrücke über die untere Hafenmündung der neuen Rheinhafen-Anlage zu Ludwigshafen (Fig. 22).

Die ungleicharmige Drehbrücke mit einem polygonal geformten Drehpfeiler, dem diese Gliederung ein gefälliges Äufsere verleiht, hat eine Gesamtlänge von 51 m, bei 7,5 m Höhe über Drehpfeiler $\left(\frac{7,5}{51,0} = \frac{1}{6,8}\right)$ und 5,4 m Entfernung der beiden Hauptträger; die 5 m breite Fahrbahn wurde zur Gewichtsminderung aus hölzernen Querdielen, auf Längshölzern ruhend, angeordnet. Von den der Berechnung zu Grunde zu legenden Belastungsarten ergab ein zweiachsiger 10 t-Wagen mit 4 m Achsstand und 8 m Gesamtlänge in Verbindung mit 360 kg/qm gleichmäfsig verteilter Belastung die gröfsten Stabspannungskräfte; das Eigengewicht des langen Armes beträgt 1,25, das des kurzen 1,33 t/m. Die mittlere Stütze ist um 15 mm überhöht, wobei jedoch auch im ungünstigsten Fall an den beiden Endauflagern genügend grofse positive Auflagerdrücke vorhanden sind. Die Querschnittsberechnung erfolgte nach der Gerber'schen Schwingungsfestigkeit für die eingedrehte Brücke; für die ausgedrehte Brücke wurde als gröfste Spannung 800 kg/cm² zugelassen und von beiden so gefundenen Eisenzugflächen die gröfseren der Querschnittsbestimmung zu Grunde gelegt. Die Berechnung der Hauptträger erfolgte für die eingedrehte Brücke mit Berücksichtigung der vorhandenen Stabquerschnitte nach dem Verfahren L. Freytags.[4])

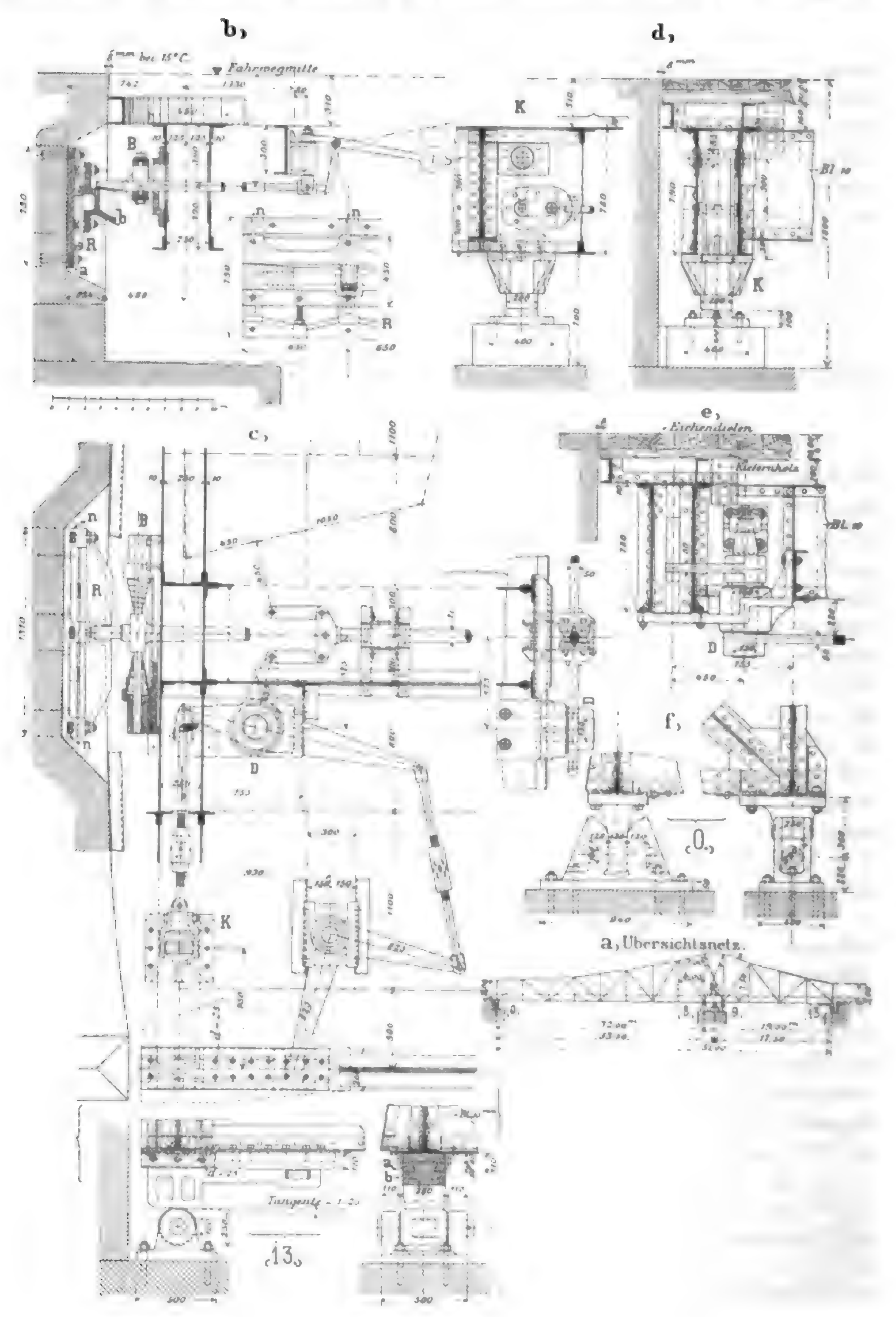
Vorgang beim Aus- und Eindrehen der Brücke: In eingedrehter Stellung lagert der Hauptträger bei *(0)*, *(8)* und *(13)* (Fig. 22 *a*, *d*, *c* und *f*) auf und übt daselbst die Auflagerdrücke 7,6, 164,5 und 25,4 t aus. Die Auflagerung bei *(8)* wird durch flach gewölbte, sich berührende Cylinder unterhalb des Hauptträgers bewirkt. Soll nun die Brücke ausgedreht werden, so wird durch ein Gestänge, in Verbindung mit einem Triebwerk nächst dem Pfeiler auf der Brücke, der zwischen dem doppelwandigen Endquerträger befestigte Kniehebel bei *K* (Fig. 22 *c* u. *d*) (der bei eingedrehter Stellung die in Fig. 22 *d* dargestellte, nahezu senkrechte Stellung einnimmt) und gleichzeitig das Auflagerstück *b* (Fig. 22 *c*, unten), welches in der mit dem Hauptträger fest verbundenen Platte *d* wagrecht in der Nut verschieblich ist, zurückgezogen, wodurch sich der kurze Arm, der mit 15,3 t Ballast-Beton in den Endfachen desselben beschwert ist, senkt. Ist die Senkung soweit fortgeschritten, dafs das Auflager *(0)* druckfrei geworden, so erhöht sich der

---

[4]) L. Freytag, Vereinfachung in der statischen Bestimmung elastischer Balkenträger. Leipzig 1892.

Fig. 22.

Drehbrücke an der unteren Mündung der neuen Rheinhafen-Anlage zu Ludwigshafen.



Auflagerdruck bei *(8)* auf 181,8 t, während bei *(13)* nur mehr 15,7 t Druck vorhanden sind, wobei bei der getroffenen Höhenanordnung der einzelnen Auflager der Königsstuhl bei K (Fig. 22 *d*) noch druckfrei geblieben. Durch weiteres Senken des kurzen Armes wird auch Auflager *(8)* druckfrei und der Königsstuhl erhält nun von beiden Hauptträgern zusammen 393,2 t, wobei ein Auflager *(13)* nur mehr 0,9 t Druck erfährt. Durch fortgesetztes Senken wird ferner auch Auflager *(13)* druckfrei; dafür kommt das Laufrad bei *(9)* zum Tragen und erhält schliefslich 8,3 t Belastung, wobei der Königsstuhl nur mehr 378,4 t zu tragen hat. Die Brücke kann nun ausgedreht werden, wobei aufser dem bereits erwähnten Laufrad bei *(8)* noch ein weiteres, symmetrisch hierzu in Bezug auf den Königsstuhl gelegen, vorhanden ist, um Seitenschwankungen der Brücke wirksam aufnehmen zu können.

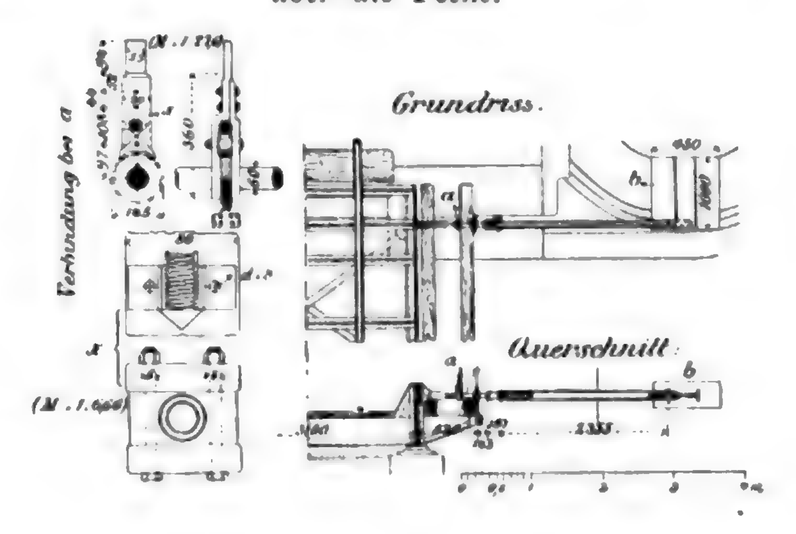
Verriegelung der Brücke. Dieselbe erfolgt vorübergehend durch die in der Brückenlängsaxe befindliche Klinke am Ende des kurzen Armes, dauernd durch das feste Auflager am Ende des langen Armes in folgender Weise: Bei festgestellter Brücke nimmt die Klinke die in Fig. 22 *b* dargestellte Lage ein. Soll nun die Brücke ausgedreht werden, so mufs der Endquerträger *(13)* gesenkt werden; die Klinke bietet, da sie mit dem eisernen Überbau mittels einer wagrechten Drehaxe verbunden ist und aufserdem durch das Gegengewicht beständig gegen die Gufsplatte R (Fig. 22 *b* u. *c*) gedrückt wird, wie aus Fig. 22 *b* ersichtlich ist, dem Ausdrehen kein Hindernis. Wird die Brücke wieder eingedreht, so schleift die Klinke an der lotrechten Fläche der Gufsplatte R, bis sie, sobald die Brücke die Endstellung erreicht hat, im mittleren Ausschnitt der Platte R einschnappt und nun die Brücke festhält; der hierbei auftretende Stofs wird durch die federnde Pufferanordnung B unschädlich gemacht. Beim nun erfolgenden Anheben des kurzen Armes senkt sich gleichzeitig das Ende des langen Armes, bis es die in Fig. 22 *f* gezeigte Stellung erreicht hat, wodurch die Brücke genügend gegen die Wirkung seitlicher Kräfte verriegelt erscheint. Beim Absenken des kurzen Armes wird aber die Klinke aus dem Einschnitt gehoben, kommt wieder in die Ausgangsstellung (Fig. 22 *b*), und bietet nun einer Drehung der Brücke kein Hindernis. Die Drehung erfolgt gleichfalls durch ein Getriebe nächst dem Pfeilermittel in Verbindung mit Drahtseilen, welche sich kreuzend um einen auf dem Pfeiler fest verankerten gufseisernen Rillenkranz von 5 m Durchmesser und um eine an dem Überbau befestigte Rillenscheibe von 0,6 m Durchmesser schlingen. Die Bedienung der Brücke geschieht vollständig von der Brückenmitte aus.

Entwurf und Ausführung des eisernen Überbaues, einschliefslich der ganzen Bewegungsvorrichtungen erfolgte durch die Maschinenbau-Aktiengesellschaft Nürnberg.

g. Eisenbahndrehbrücke bei Camp-Carnin über den Peene-Strom (Fig. 23), [Litt. 31].

Das Drehfeld der eingeleisigen, bereits 1874—1876 erbauten Bahnbrücke, bestehend aus 2 vollwandigen Blechträgern von 43,9 m Länge und 1,95 m in der Mitte und 0,86 m Höhe über den Endauflagern bei

Fig. 23. *Eisenbahndrehbrücke bei Camp-Carnin über die Peene.*



3,1 m Entfernung derselben, zeigte bei Inbetriebnahme der Bahn den Übelstand, daſs es nur mittels Flaschenzügen und Hebebäumen in die richtige Lage gezwängt werden konnte, da sich die beiden Hauptträger infolge der verschiedenen Bestrahlung durch die Sonne ungleich, und zwar vor- und nachmittags im entgegengesetzten Sinne, seitlich ausbogen, sodaſs, wenn an einem Brückenende Schienenkopf gegen Schienenkopf stand, am anderen eine Verschiebung derselben bis zu 25 mm beobachtet wurde. Dieser Unzukömmlichkeit wurde im Jahre 1891 durch die in Fig. 23 dargestellte Anordnung, welche in 3 Minuten eine richtige Einstellung der Geleise gestattet, in erfolgreicher Weise abgeholfen. Das eine Brückenende ist mit dem in dem Turm eingemauerten Quader *b* durch die wagrechte Strebe derart verbunden, daſs durch die Knarrwelle *a* das Brückenende in die richtige Stelle gezwängt werden kann.

2. In England und englischen Kolonien.

a. Die Hawarden-Drehbrücke über den Dee-Fluſs [Litt. 31]

hat 42,70 m Weite, die gröſste lichte Durchfluſsweite in England. Der Wasserspiegelunterschied bei Ebbe und Flut beträgt 1,2 m. Auſser der doppelgeleisigen Bahn trägt sie mittels Kragarmen einseitig einen 1,22 m breiten Fuſsweg (Fig. 24).

Fig. 24. *Hawarden-Drehbrücke über den Dee-Fluſs.*

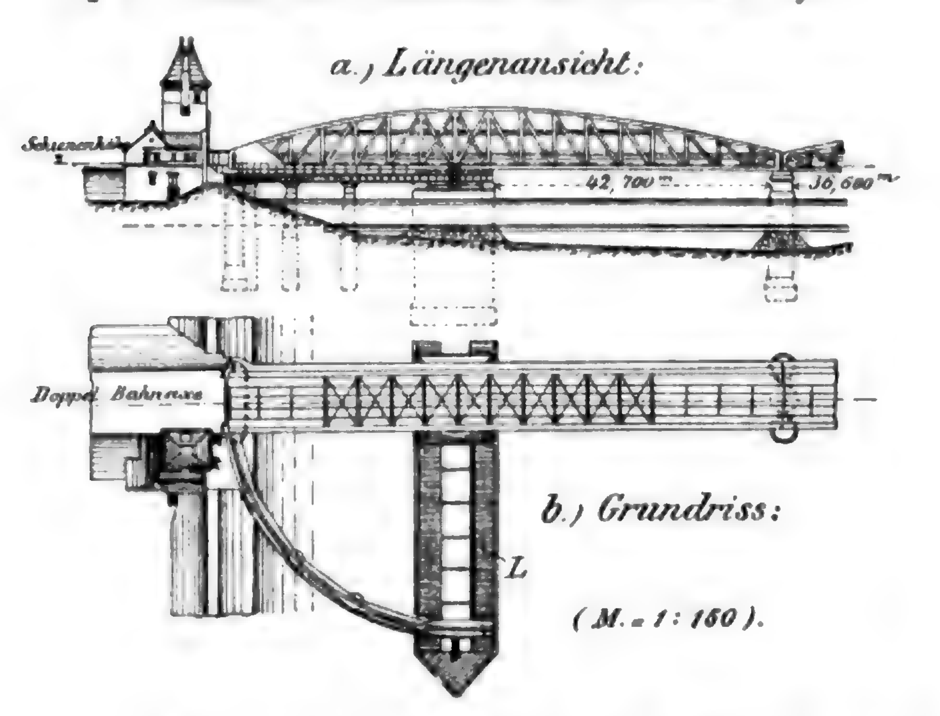
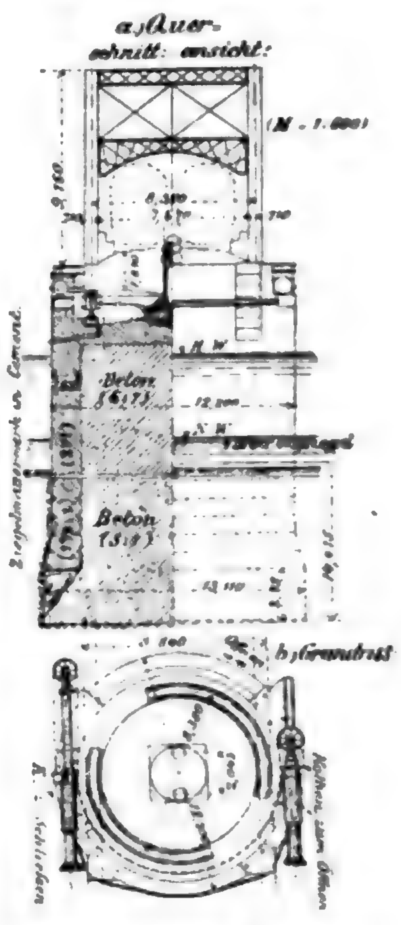


Fig. 25. *Drehpfeiler.*



Da der Sand des Dee den schlechten Ruf besitzt, sich auf die Fundamente im Fluſs zu legen, wurde zu dem in Indien so vielfach angewendeten System der Brunnengründung in Ziegelmauerwerk gegriffen und, obwohl der Durchmesser des Drehpfeilers für diese Methode zu groſs ist, derselbe doch aus einem einzigen Cylinder von 12,20 m Durchmesser hergestellt. Der schmiedeeiserne Caisson von 13,11 m Durchmesser aus 12 mm dicken Blechen endet in einer 2,75 m hohen, keilförmigen Schneide (Fig. 25 *a*), mit Beton ausgefüllt, während die Caissonbleche 7,325 m hoch gemacht wurden, damit sie, wenn die Schneide die Fluſssohle berührt, noch aus dem Flutwasser hervorragen. Auf dem Längenmeter der Schneide ruhten bei Beginn des Versenkens 20 t. Als der Caisson die Tiefe von 14,64 m unterhalb des Fluſsbettes erreicht hatte, wurde er bis auf 5,49 m mit Cementbeton gefüllt und dann ausgeschöpft; die übrigen Arbeiten wurden im Trockenen ausgeführt. Für die Aufnahme des Königsstuhles wurde im Pfeilerhaupt ein Granitblock von 2,7 × 2,7 × 0,92 m eingemauert. Trotz der groſsen Senkungstiefe und obwohl während des

Senkens infolge einer Springflut sich der Caisson, als er 1,53 m in das Flufsbett eingedrungen war, auf die Seite gelegt hatte, wich der Drehpfeiler nur um 12 mm aus der genauen Lage. Das Widerlager und der Pfeiler am Ende des langen Brückenarmes wurden aus mehreren kleineren Brunnen, die oben durch Gewölbe in Cementmauerwerk verbunden sind, gebildet und sämtlich durch Belastung geprüft, welche 50% mehr betrug, als Eigengewicht und Verkehrslast. Starke Holzkasten *L* (Fig. 24 *b*) schützen die geöffnete Brücke gegen anfahrende Schiffe; die Pfähle hierzu wurden nach dem System James Brunlees[5]), das auch bei Arbeiten am Hafen von Calais Verwendung fand und einen Pfahl in 2 Minuten 6 bis 8 m einzutreiben gestattet, geschlagen.

Die Drehbrücke besitzt folgende Hauptabmessungen und Anordnungen: zwei ungleiche Arme 35,53 und 51,32 m, Gesamtlänge 86,85 m, Hauptträgerhöhe an den Enden 2,60 m, in der Mitte 9,78 m $\left(\frac{9,78}{86,85} = \frac{1}{8,87}\right)$. Hauptträgerentfernung 8,38 m, Lichtweite 7,67 m, Fachteilung 5,185 m. Kastenquerschnitt für beide Gurtungen; die Schrägen sind steif, druckfähig ausgebildet. Die Schienen ruhen mittels der in England üblichen Lager auf Holzlangschwellen 40 × 12,5 cm und die ganze Brückentafel ist mit 6 mm starkem Blech abgedeckt. Als Material wurde weicher Stahl verwendet.

Die Brücke hat aufser der Dreh- auch noch eine Schaukelbewegung auszuführen, um das Abheben von den Auflagern zu bewirken; das lange Brückenende wird 200 mm angehoben (die elastische Senkung des langen Endes beträgt 87 mm), während der kurze, mit 15 t Mehrgewicht belastete Arm sich senkt. Das Wiederanheben desselben geschieht durch 2 unmittelbar unter den Hauptträgern angebrachte hydraulische Kolben von 625 mm Durchmesser und 218 mm Hubhöhe; ihre Tragkraft beträgt 300 t, da sie nicht nur das Übergewicht von 15 t, sondern auch den beträchtlichen Widerstand, den das Aufrichten der Hauptträger bietet und der nach Versuchen bis 269 t betragen kann, zu überwinden haben. Mit Ausnahme des eben erwähnten Übergewichtes von 15 t wird das Gesamtgewicht (732 t) auf die Hauptquerträger *m* (Fig. 27), deren Querschnitt nächst Königsstuhl und Hauptträger aus den Figuren 26 und 28 ersichtlich ist, und durch diese mittels des gufsstählernen Querhauptes *a* (Fig. 26) von 5,84 t Gewicht auf den Königsstuhl durch 2 Stahlbolzen von 225 mm kleinstem Durchmesser übertragen. Das Querhaupt *a* ist (Fig. 25 *a*) so hoch angeordnet, dafs es jederzeit der Besichtigung zugänglich bleibt und nahezu mit dem Gesamtschwerpunkt des ganzen beweglichen Teiles zusammenfällt. Das Querhaupt und die Bolzen sind auf 1000 t Belastung geprobt, überdies die Drehschemel (Fig. 28) angeordnet, welche bei etwaigem Bruch des Querhauptes oder der Bolzen die gesamte Last aufnehmen, bezw. die Brücke unabhängig vom Königsstuhl zu drehen gestatten. Sollte auch letzterer brechen, so senkt sich die Brücke um 25 mm auf den Drehpfeiler, der, um diesen Stofs aufnehmen zu können, mit einem kräftigen Ring aus Mauerwerk und Eisen abgedeckt ist.

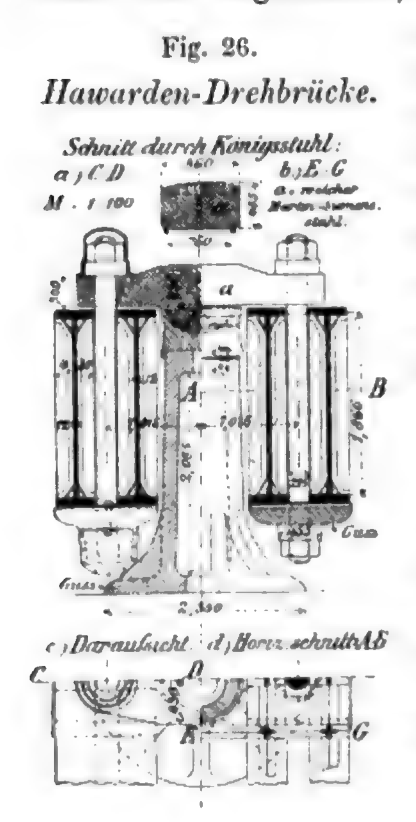
Der Drehzapfen (Fig. 26) ist durch ein Kugelsegment, in einer ebenso geformten Schale ruhend, gebildet; beide Stücke sind aus Schmiedeeisen mit gehärteter Oberfläche, soweit sie sich berühren; ihre gröfste Belastung ist 732 t, entsprechend einem Druck von 160 kg/qcm, unter der Voraussetzung vollständiger Berührung von Kugel- und Lagerfläche. In Wirklichkeit ist dieser Druck viel gröfser, da der Halbmesser der Kugelschale um 6 mm gröfser ist als jener des Kugelabschnittes (487 mm); die Reibungsfläche ist geölt (mit warmem Öl), welches nach 3 Drehungen erneuert wird; die Brücke wird täglich ungefähr 11 mal geöffnet. Man hat einen festen Königsstuhl einem hydraulischen vorgezogen, weil die lotrechte Bewegung der Brücke ohnehin anderweitig erreicht wird.

---

[5]) Génie civil, Bd. 21, S. 108.

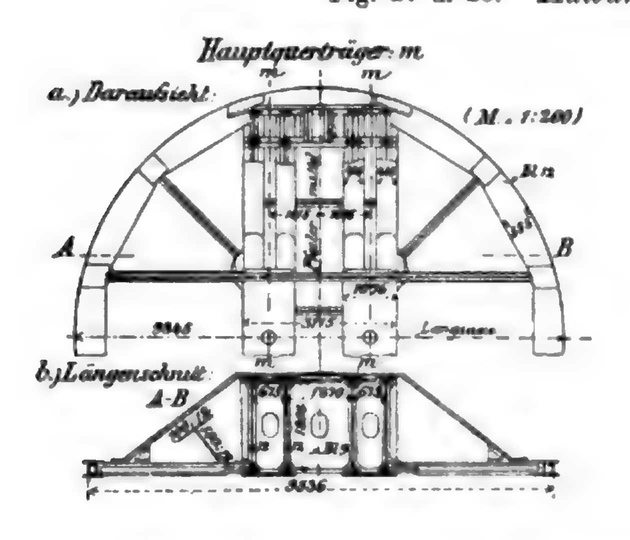
Die beiden Kolben für die Drehvorrichtung (Fig. 25 *b*), wagrecht und parallel, sind auf in Gufsmauerwerk eingelassenen Fundierungsplatten gelagert und mit Bolzen fest eingebunden; mittels Ketten mit dem Übersetzungsverhältnis 2 : 1 werden sie derart bewegt, dafs der eine Kolben die Brücke schliefst, während der andere sie öffnet. Das Ende jeder Kette ist auf dem Deckel jedes Cylinders befestigt, geht dann über eine Flaschenzugscheibe von 1,22 m Durchmesser, während das andere Kettenende die mit dem eisernen Überbau fest verbundene Trommel von 9,76 m Durchmesser halb umschlingt und die beiden Kolben in solcher Weise verbindet. Die Ketten sind möglichst kurz und ihre Glieder aus Stahl. Die Kolben besitzen 475 mm Durchmesser und 3,77 m Lauf; dies genügt für eine Drehung der Brücke um 90°.

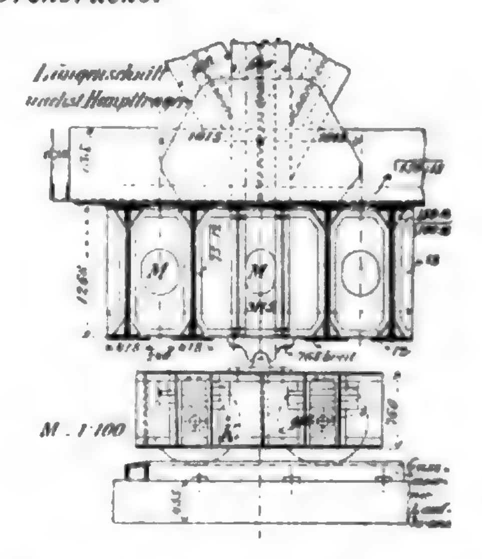
Fig. 26.
Hawarden-Drehbrücke.



Bremse. Auf jedem Cylinderdeckel sitzt eine hydraulische Bremse, die mit der Bewegung der Kolben selbstthätig wirkt und langsames und stofsloses Anlaufen und Halten der Brücke bezweckt. Versuche ergaben in den Drehcylindern einen Gröfstdruck von 65 Atm., während für gewöhnliche Verhältnisse nur 50 Atm. erreicht werden. Die ganze Anlage ist durch eine mittels Dampfrohr heizbare Kabine, deren Dach sich unmittelbar unter der Hauptträgergurtung befindet, gegen Witterungseinflüsse geschützt.

Fig. 27 u. 28. *Hawarden-Drehbrücke.*





Von den bereits erwähnten Drehschemeln, die zur Führung der Brücke beim Drehen dienen, ist je einer an den Enden des Hauptquerträgers (Fig. 28) angeordnet; die gufsstählernen Rollen (915 mm) können durch die Stahlkeile *K* in den Lagern verstellt werden, sodafs man sie vollständig entlasten oder, wenn am Königsstuhl ein Bruch erfolgt, voll belasten kann. Für gewöhnlich haben sie blofs die Seitenkräfte aus Winddruck aufzunehmen. Durch die Einschaltung des 765 mm breiten Kipplagers (Gufs) zwischen Drehschemel und Querträger ist die erforderliche lotrechte, sehr kleine Schaukelbewegung der Drehbrücke ermöglicht.

Drehschemel am Widerlager und deren Laufbahn. Am Ende des kurzen Armes sind an der Aufsenseite der beiden Hauptträger ebenfalls Drehschemel mit je

2 Gufsstahlrädern (915 mm) befestigt; sie rollen auf einem Kreisrahmen von 35,07 m Halbmesser (Fig. 24 *b*) und können einen Bogen von 90° beschreiben. Jeder dieser beiden Drehschemel trägt eine kleine Winde und Prefskolben, um die Brücke von Hand drehen zu können, falls die Maschine versagen sollte. Die Laufbahn für diese Drehschemel ruht auf 11,59 m langen schmiedeeisernen, kastenförmigen Trägern, die auf mit Beton gefüllten Gufscylindern lagern. Unter den kastenförmigen Trägern sind in vor Wasser geschützter und doch leicht zugänglicher Lage die Prefswasserrohre, die vom Maschinenhaus am Cheshirer Ufer aus über *L* (Fig. 24 *b*) zu den Drehcylindern am Drehpfeiler führen, untergebracht.

Verriegelung der Brücke. Die lotrechte Schaukelbewegung hat nicht nur die Brücke in die richtige Stellung zu bringen, sondern die letztere auch zu sichern. Die Prefskolben heben das mit einem Anschlag versehene Ende des kurzen Armes; der Anschlag pafst in eine mit dem Widerlager fest verbundene Rille; gleichzeitig lagern sich die Enden des langen Armes auf Gufsplatten; nachdem so die Brücke in die richtige Stellung gelangt (eingedreht) ist, greifen feste Gufsblöcke unterhalb der Hauptträger in das Schwanzstück, bilden ein festes Auflager für den kurzen Arm und halten gleichzeitig die ganze Brücke gegen Drehung in wagrechter Richtung fest. Diese Blöcke werden durch Handhebel und Vorgelege vom Turm des Maschinenhauses aus bewegt; es ist zwar auch Wasserdruckbetrieb dieses Vorgeleges vorgesehen, man hielt es aber für sicherer, diese Verrichtung dem Maschinisten zuzuweisen, der unmittelbar gewarnt wird, wenn die Vorrichtung nicht richtig arbeitet, weil dann die Auflagerblöcke nicht an ihren bestimmten Platz treten. Ein Indikator nächst dem Handhebel zeigt dem Maschinisten den Augenblick an, in welchem die Auflagerblöcke ihre richtige Stellung eingenommen. Diese Blöcke sind stets zu reinigen und gut zu schmieren.

Die Motoren- und Dampfkessel-Anlage ist in dem Maschinenhaus am Ufer aufgestellt, am Ende des kurzen Brückenarmes. Die Einrichtung der Dampfmaschinen und hydraulischen Motoren ist doppelt. Es sind 2 Dampfkessel von je 12 und einer von 25 Pferdekraft mit 5 Atm. Druck aufgestellt; die zwei lotrechten, doppeltwirkenden Pumpen haben je 2 Cylinder von 350 mm Durchmesser und 250 mm Hub, 2 Kolben von 94 mm Durchmesser und ein Paar sich das Gleichgewicht haltende von 65 mm Durchmesser. Die beiden Kraftsammler mit Kolben von 512 mm Durchmesser und 4,27 m Hub erhalten durch Belastung (mittels Gufscylinderblöcken) von 92 t 50 Atm. Druck. Der Fassungsraum jedes Kraftsammlers genügt für ein einmaliges Öffnen und Schliefsen und jede Pumpe hebt das Belastungsgewicht des Kraftsammlers in 10 Minuten in die höchste Stellung. Kraftsammler und Pumpen besitzen eine selbstthätige Vorrichtung zum Abgehen und Halten der Brücke; ebenso erfolgt der Schienen- und Fufsgängerweg-Verschlufs selbstthätig vom Maschinenhaus aus.

Alle hauptsächlichen Vorrichtungen sind mit Signalen für elektrische Mitteilung derart verbunden, dafs dieselben nicht gegeben werden können, bevor alles in Ordnung ist, nicht nur die Brücke selbst, sondern auch die beiden Zufahrten.

Der zum eisernen Überbau verwendete Stahl hat 4900 kg/qcm Bruchfestigkeit und 49,3% Dehnung auf 250 mm Länge mit einer Einschnürung von 24,4%. Angaben über Gewichte und Kosten sind nicht gemacht.

b. Drehbrücken über den Manchester-Schiffkanal
[Litt. 39 und 60.]

Der Bau dieses Kanales erforderte eine beträchtliche Anzahl von Brücken, von denen eine nicht unerhebliche Anzahl als Drehbrücken ausgeführt werden mufste. Eisenbahnen wurden ausschliefslich mittels fester (hoch gelegener) Brücken über den Kanal geführt; es enthält demnach die nachstehende Tabelle nur die wichtigsten Angaben über die ausgeführten:

α) Strafsendrehbrücken über den Manchester-Schiffkanal.

Name	Lichtweite m	Strafsenbreite m	Langer Arm m	Kurzer Arm m	Gröfste Hauptträgerhöhe m	Rollenzahl	Rollendurchmesser m	Gewicht t
Old Quay, Runcorn . . .	36,58	6,10	42,38	29,52	8,53	60	6,98	650
Moore-lane	36,58	7,62	42,67	29,87	8,45	64	8,48	790
Stag. Inn	36,58	7,62	42,67	29,87	8,43	64	8,48	790
Northwich-road	36,58	10,97	45,11	30,48	9,14	60	11,81	1350
Knut food-road	36,58	10,97	45,11	30,48	9,14	60	11,81	1350
Barton bridge	24,38	7,62	33,82	24,69	7,92	64	8,48	640
Trafford road	22,86	14,01	38,71	23,77	9,14	64	15,09	1800

Die allgemeine Form der Hauptträger, sowie auch der unten zu besprechenden Barton-Aquadukt-Brücke ist aus Fig. 29 zu entnehmen; der Gurtquerschnitt ist trogförmig, die Schrägstäbe gröfstenteils steif (H-förmig) ausgebildet (Fig. 30); die aus letzterer Figur ersichtliche Anhängung der Ausfüllungsstäbe mittels der überaus knapp bemessenen Knotenbleche an die Stehbleche der Gurtungen giebt jedenfalls Veranlassung zu bedeutenden Nebenspannungen an den Knotenpunkten. Alle eisernen Überbauten dieses Kanales wurden, mit Ausnahme der Buckelplatten der Fahrbahn, für welche Schweifseisen verwendet ist, aus weichem Martin-Siemens-Stahl von 4,2 t/qcm Mindest- und 4,8 kg/qcm Gröfstbruchfestigkeit, bei 20% Dehnung auf 203 mm und 35% Einschnürung ausgeführt. Die Fahrbahntafel ist sehr schwer, meistens aus 19 mm[6]) dicken Buckelplatten, mit Beton überdeckt, worauf 25 mm Sand, dann 19 mm Asphalt oder 127 mm dickes Holzpflaster kommt; die Fufswege sind aus 178 × 102 mm starken *pitch-pine*-Hölzern oder asphaltiert; um das Gewicht der Fahrbahn zu mindern, sind die vollwandigen Blechquerträger mit geradem Unter- und nach der Fahrbahnoberfläche gekrümmtem Obergurt ausgeführt. Über dem Drehpfeiler werden fast alle Drehbrücken durch die bekannten Laufkränze mit konischen Laufrollen[7]) unterstützt, wobei die Laufkränze mit dem Centralzapfen, der nicht zu tragen, sondern nur zu führen hat, durch Radialstäbe verbunden sind; die konischen Rollen der Laufkränze sind bei ungefähr 360 mm mittlerem Durchmesser 711 mm lang.

Fig. 29. *Drehbrücke über den Manchester-Schiffkanal.*

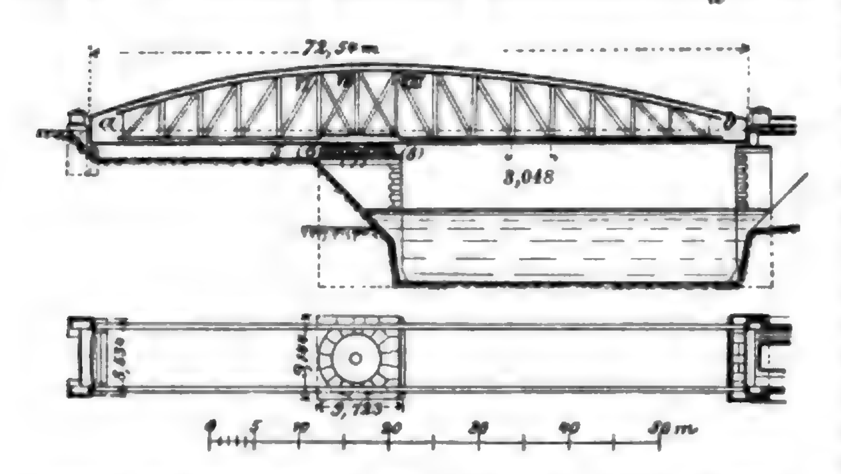
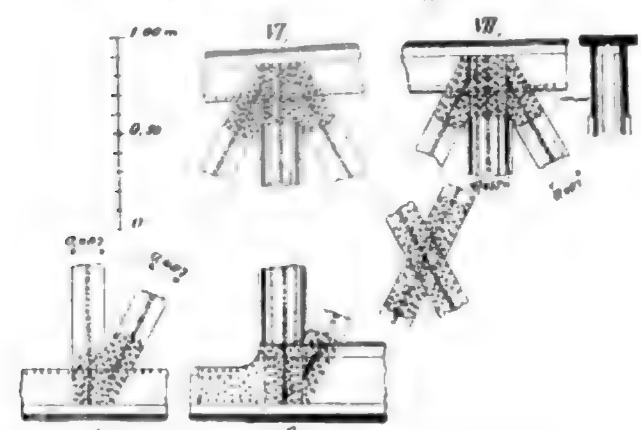


Fig. 30. *Einzelheiten der Drehbrücken über den Manchester-Schiffkanal.*



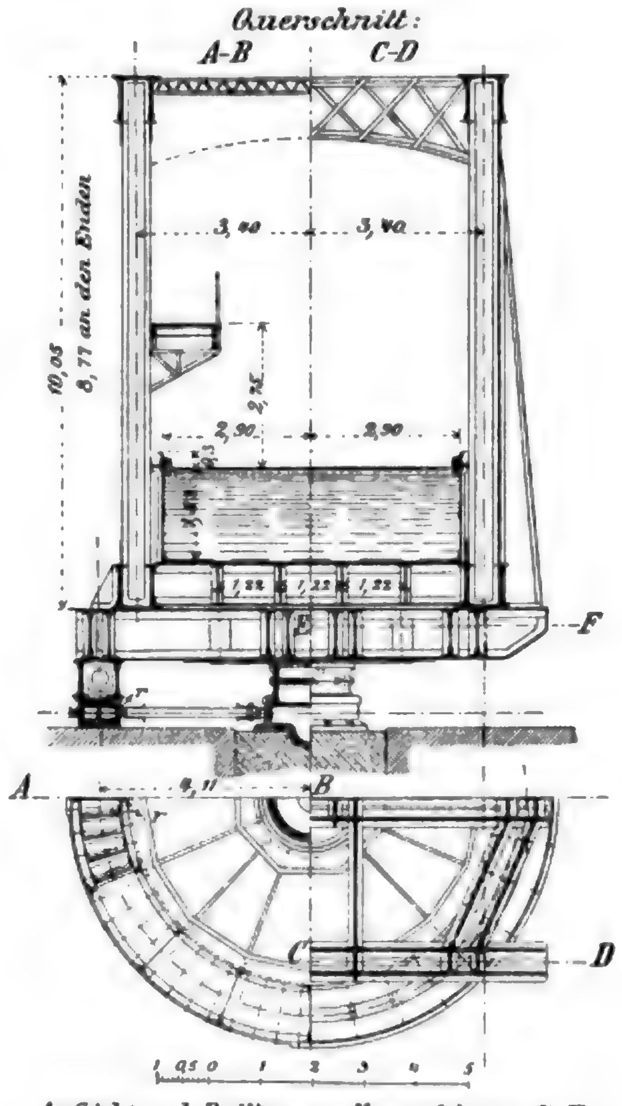
β) Die Barton-Kanal-Drehbrücke *(swing aqueduct)* ist die erste der Schifffahrt dienende Kanalbrücke überhaupt (Fig. 31). Die Schiffe können nur mit niedergelegten Masten durch dieselbe fahren, und es beträgt die nutzbare Wassertiefe des aus 10 mm starken Blechen angefertigten Troges 1,83 m. Der innere Leinpfad (Fig. 31) kann von Pferden begangen werden. Die äufsere Form der Hauptträger stimmt mit

6) Engineering 1894 I, S. 119.

7) Engineering 1894 I, S. 120 u. 121.

Fig. 29 im allgemeinen überein; nur ist die Brücke selbstverständlich gleicharmig und besitzt eine Länge von 71,67 m bei 10,05 m Höhe über dem Drehpfeiler $\left(\frac{10{,}05}{71{,}67} = \frac{1}{7{,}12}\right)$. Die Notwendigkeit, die Brücke mit gefülltem Wassertrog ausdrehen zu können, führte zur Anordnung ganz besonderer Verschlüsse an den Enden; das gesamte zu bewegende Gewicht einschliefslich des Wassers beträgt 1600 t; hiervon werden jedoch in diesem Falle nur 800 t von dem Rollenkranz, die übrigen 800 t von dem als hydraulische Presse ausgebildeten Königsstuhl übernommen. Da die Drehvorrichtung über dem Pfeiler nicht nur die Brücke zu drehen, sondern auch Verschiebungen des Wassers nach den Enden hin zu verhüten hat, stützen sich die Hauptträger auf drei doppelwandige, kastenförmige Querträger (Fig. 31), die ihrerseits beim Drehen auf einem schmiedeeisernen, kastenförmigen Ringträger ruhen. Der Cylinder des Königsstuhles ist aus Gufseisen, nur 686 mm tief, bei 1,46 m lichtem Durchmesser; unter den Prefskolben dieses Cylinders wird erst beim Anheben der Brücke Druckwasser geleitet und nur so lange, bis ungefähr 800 t von der Presse aufgenommen sind, wobei der Rollenkranz um den gleichen Betrag entlastet wird. Die Drehkraft wird mittels zweier Zahnradgetriebe gewonnen, die in den an der Aufsenseite des Rollenkranzringes ungebolzten gezahnten Stahlkranz eingreifen, und durch eine zweicylindrige oscillierende Wasserdruck-Maschine gebräuchlicher Gattung angetrieben werden.

Fig. 31. *Barton-Kanal-Drehbrücke. Querschnitt über Drehpfeiler.*



Der Abschlufs der Kanal-, sowie der beiden Brückenenden geschieht durch je ein einflügeliges, doppelwandiges, um eine senkrechte Axe drehbares Eisenthor; die Dichtung mittels Gufsstücken und Holzanschlag; die Drehung der Thore mittels Prefswasser.

Fig. 32. *Barton-Kanal-Drehbrücke.*

Dichtungsleisten. (1:30)

Die Dichtung der zwischen Kanal- und Brückenende verbleibenden Fuge wird erzielt durch den ganzen Kanalrand umschliefsende Keilstücke, in welche Kautschukleisten (Fig. 32 schraffiert) eingezwängt werden; die Hebung und Senkung eines solchen 12 t schweren Stückes erfolgt hydraulisch durch 4 Stempel, von denen 2 oben, 2 unten angreifen.

Zur Abmilderung aller Stöfse beim Eindrehen der Brücke sind Wasserdruck-Puffer, zum Feststellen der Brücke ist ein Bolzen, der beim Schliefsen der Brücke einklinkt, angeordnet.

Zur Bedienung der Brücke sind 4 hydraulische Maschinen aufgestellt, 2 für die Drehbewegung und je eine an den Brückenenden zur Bedienung der Thore und Dichtungsleisten. Nächst der Kanalbrücke steht die hydraulische Kraftstation, deren Maschinen und Pumpen gleichzeitig für die in nächster Nähe befindliche Strafsenbrücke dienen, wobei die Bewegung beider Brücken von einem gemeinsamen Steuerturm aus geleitet wird. Das Drehen der Kanalbrücke erfordert nur wenige Minuten. Nähere Gewichts- und Kostenangaben sind nicht gegeben.

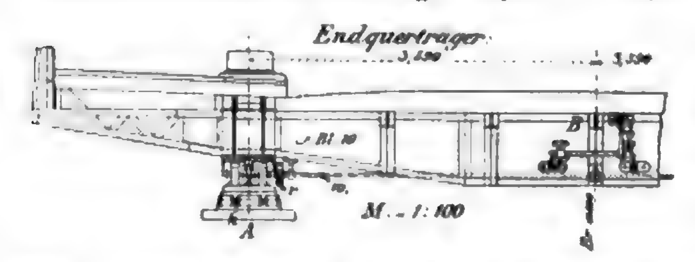
c. Die Clarence-Brücke über den Taff-Flufs bei Cardiff [Litt. 38].

Die 58,11 m lange, in Mitte 7,62 m $\left(\frac{7,62}{58,11} = \frac{1}{7,6}\right)$, an den Enden 5,18 m hohe, zwischen den Geländern 12,19 m breite, oben geschlossene Drehöffnung dieser Strafsenbrücke nimmt in verschiedener Hinsicht unter den neueren englischen Drehbrücken eine Sonderstellung ein. Deren Hauptträger wurden nach amerikanischem System mit Gelenk-Knotenpunkten aus steifen, trogförmigen Druck- und schlaffen Zuggliedern ausgebildet und sogar die in England erzeugten Schrägstäbe (Zugbänder, sogenannte Augenstäbe) nur des Ausschmiedens der Gelenkköpfe[8]) halber nach Amerika und dann wieder zurückgeschickt; ferner ist diese Drehbrücke in England, und soviel uns bekannt auch sonst, die einzige, bei welcher der Versuch gemacht wurde, auch für die eingeschwenkte, belastete Brücke ein statisch bestimmtes Hauptträgersystem zu erhalten; sie hat nämlich ein schrägstabfreies Pfeilerfeld (Querkraft-Nullfeld) und bildet so zwei statisch bestimmte Kragarme, die über dem Pfeiler nur durch die beiden wagrechten Gurtungsstäbe miteinander verbunden sind (ein Grundgedanke, der 1883 bei der von Schneider erbauten Niagarafall-Brücke[9]) bereits Anwendung fand). Der Drehpfeiler hat nicht nur bei geöffneter Stellung der Brücke das ganze Eigengewicht, ungefähr 500 t, sondern auch bei eingedrehter Stellung aufser diesem noch die Verkehrslast (für die, wegen der Nähe der Docks, zweiachsige 40 t-Wagen zu rechnen waren) zu tragen.

Die Fahrbahn (Fig. 33) besteht aus kreosotiertem Holzpflaster auf Beton und eisernen Buckelplatten; die Fufswege sind nach einem patentierten Verfahren (Beton) gepflastert. Hölzerne Schlagbäume und Thüren schliefsen die Brücke, die von 4 Mann in 5 Minuten geöffnet werden kann, ab, wenn sie ausgedreht ist. Da der Zwischenraum zwischen Fahr- und Fufsweg mit Gufsplatten abgedeckt, ist der Zwischenverkehr sehr bequem. Die schmiedeeisernen Geländer sind mit gufseisernen Verkleidungsstücken reich geschmückt und daher sehr schwer. Die Gründung des Drehpfeilers erfolgte durch das Luftdruckverfahren und wurde der Pfeiler nach seiner Vollendung mit 1000 t künstlich belastet (dies überschreitet die gröfstmögliche thatsächliche Belastung durch die Brücke selbst um 30%), wobei eine Senkung von 8 mm beobachtet wurde. Die Enden der ausgedrehten Brücke erhalten durch hölzerne Abweiser *(pitch-pine)* Schutz gegen anfahrende Schiffe.

Fig. 33.

Clarence-Brücke über den Taff-Flufs b. Cardiff.



Beachtenswert an der Einzelanordnung des bereits kurz beschriebenen eisernen Überbaues ist die Art, wie das lästige Klappern der schlaffen Gegenschrägstäbe in der oberen Windverspannung, durch auf sehr einfache Weise denselben erteilte künstliche Anspannung (nach vorliegender Mitteilung mit Erfolg) hintangehalten wird. (Es ist jedoch in jeder Hinsicht empfehlenswert, schlaffe Ausfüllungsbänder bei beweglichen Brücken überhaupt nicht zu verwenden.)

Feststell- und Getriebevorrichtungen. Je 2 Längswellen laufen an jeder Seite der Brückenlängsaxe von der Pfeilermitte zu den Brückenenden; die eine hemmt mittels eines entsprechend ver-

[8]) W. Ritter, Der Brückenbau in den vereinigten Staaten Nord-Amerikas. Bern 1894. S. 25 bis 28.

[9]) A. Hübner, Der durchgehende Träger mit Querkraft-Nullfeldern. Zeitschr. f. Bauw. 1891, S. 552.

bundenen Federbolzens *s* (Fig. 34 *b*) die wagrechte, die andere (Fig. 34 *a*) schliefst die lotrechte Bewegung der Brücke. Beide werden durch je ein Gangspill, deren Ansatz für gewöhnlich mittels Gufsdeckel abgeschlossen ist, von der Brückenmitte aus durch Kegelräderübersetzung angetrieben. Fig. 34 *b* zeigt die Einzelheiten der am Endquerträger bei *B* (Fig. 33) angebrachten Endverriegelung, deren Wirkungsweise ohne weiteres aus der Figur ersichtlich ist. Die Sperrvorrichtung in lotrechter Richtung ist durch Fig. 34 *a* dargestellt. Sie besteht im wesentlichen aus einem gufseisernen Kipper *(rocker)* und einem Sperrhebel *e (locking)* aus schmiedbarem Gufs, von denen ersterer an den beiden Aufsenexcentern, der letztere auf dem Mittelexcenter der Excenterwelle W_1 (Fig. 34 *a*) sitzt. Da nun der Aufsenexcenter 19 mm, der innere nur 9,5 mm Excentrizität besitzt, wird für die in Fig. 34 *a* dargestellte Stellung eine halbe Drehung der Welle W_1 den Kipper um 38 mm heben und das Rollenende der Sperrhebel dabei um einen entsprechenden Betrag senken. Die Bewegung der Excenterwelle erfolgt durch W_2 (in Fig. 33 irrtümlich mit W_1 bezeichnet) mittels eines Zahnräderpaares *r* (in den beiden Figuren 33 u. 34 *a* ist nur das vorn gelegene Zahnrad sichtbar). Die Fufsplatte *k* (Fig. 34 *a*) ist durch Keile genau einstellbar. Während der Brückendrehung befindet sich also der Kipper in der niedrigsten und der Sperrhebel *e* in der höchsten Stellung. Die Fufsplatte ist dabei durch die Keile (Fig. 34 *a*) nur soweit angekeilt, dafs sie das Brückenende gerade berührt, ohne dieselben um einen merkbaren Betrag zu heben, damit keine Kräfte in den Hauptträger gelangen. Diese ganze Vorrichtung wurde verstellbar eingerichtet für zeitweilige Änderungen in den Gewichten (z. B. der Fahrbahntafel).

Fig. 34. *Clarence-Brücke.*

a) Endauflagerung: M. 1:33,3.

b) Endverriegelung: M. 1:33,3.

Die Drehbewegung erfolgt mit dem üblichen Zahnkranzgetriebe auf dem Rollenkranz, aus konischen Stahlrollen bestehend, von Brückenmitte aus. Der eiserne Überbau wurde aus weichem Stahl *(mild steel)* hergestellt, mit Ausnahme der Buckelplatten, für welche Schweifseisen verwendet wurde. Eisengewichte der Drehbrücke: Hauptträger 82,40 t; obere Verspannung 16,30 t; Fahrbahn 144,90 t; Geländer 16,35 t; Dreh- und Feststellgetriebe 9,10 t; Drehkranz und Zubehör 80,40 t; zusammen 349,45 t. In den eingehenden Kostenangaben ist leider die Drehöffnung nicht ausgeschieden.

d. Drehbrücke über den Glamorganshire-Kanal [Litt. 36].

Diese Strafsenbrücke, deren Hauptabmessungen und Anordnung aus den Figuren zu entnehmen ist, kreuzt den Kanal unter 73° und wird auch immer unter diesem Winkel gedreht.

Die Hauptträger haben geraden Untergurt und geschweiften Obergurt mit engmaschigem Netzwerk aus Flacheisen, abgesteift durch Pfostenwinkel. Das ganze Eigengewicht ruht auf dem Kugelzapfen und dem eigenartig gestalteten Königsstuhl *d*; der Ballast des kurzen Armes beträgt 133 t; die Verkehrslast wird durch die Räder *B*, bezw. *C*, die durch Federn auch bei unbelasteter Brücke in steter Berührung mit der Laufbahn bleiben, an den Enden und dem Königsstuhl aufgenommen; die Räderpaare *E* und *F* stützen die ausgeschwenkte Brücke gegen Winddruck, liegen jedoch bei eingedrehter Brücke nicht auf; sämtliche Räder sind in der Höhenlage genau verstellbar. Jedes der 4 Räder *B* und *C* besitzt ein gesondertes Auflager (Fig. 35 c) mit geneigten Anlaufflächen zum Eindrehen der Brücke; letztere ist deshalb jedenfalls beim Einschwenken Verdrehungskräften ausgesetzt. Für die Bewegung sind 2 Zahnradgetriebe von Hand angeordnet; mit dem langsamen Getriebe benötigen 2 Mann: 4 Minuten und 2 Sekunden, mit dem schnellen 4 Mann: 2 Minuten 10 Sekunden für eine Drehung um 73°. Der Reibungsbeiwert für den Kugelzapfen, dessen Kuppe und Schale aus bestem Tiegelgufsstahl (bis zur gelben Anlauffarbe gehärtet) besteht, wird mit 0,118 angegeben.

Fig. 35. *Drehbrücke über den Glamorganshire-Kanal.*

a) Grundriss M. 1 : 350 d) Königsstuhl

Querschnitt

c) Zapfenlager

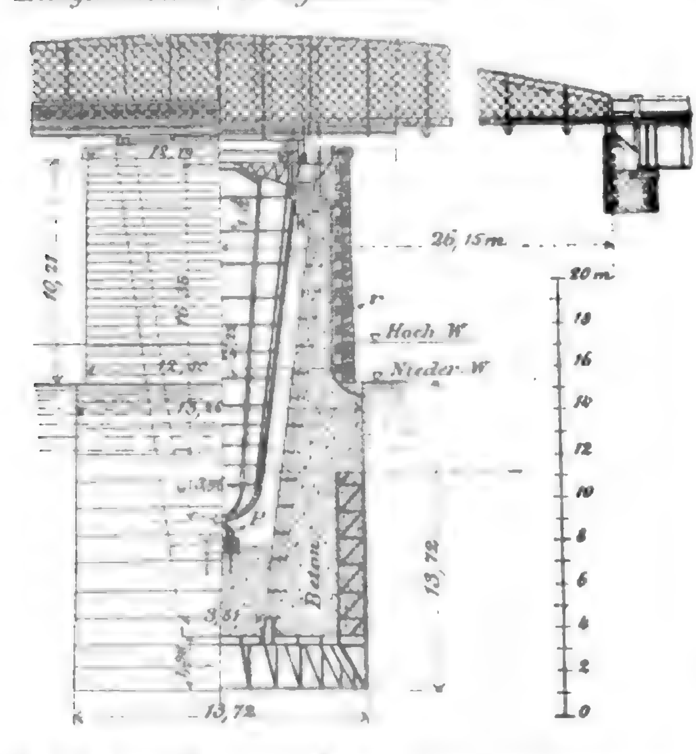
e. Entwurf einer schwimmenden Drehbrücke im Darling-Hafen bei Sidney (Neu-Süd-Wales) [Litt. 48].

Die gleicharmige Straſsendrehbrücke besitzt 2 Durchfahrtsöffnungen von je 18,29 m Lichtweite und ist 11,58 m breit; sie ist für sehr schwere Belastung 635 kg/qm, bezw. zweiachsige 30 t-Wagen berechnet.

In dem hohlen, teilweise mit Wasser gefüllten Drehpfeiler schwimmt ein umgekehrter, ebenfalls hohler Stahlblech-Konus, der beim Ausdrehen der Brücke zum Schwimmen gebracht wird, wobei, von der Windwirkung abgesehen, als einziger Widerstand die Reibung dieser schwimmenden Boje (aus 9,5 mm dickem Blech) zu überwinden ist; die letztere ist entsprechend abgesteift.

Fig. 36. *Drehbrücke im Darling-Hafen bei Sidney (Australien).*

Längenansicht: Längenschnitt:



Der Drehpfeiler besteht aus Portlandcement-Beton mit Granitquadern verkleidet. Bei geschlossener Brücke ruht die Last auf dem Drehzapfen P, dabei ist die Boje oben durch 16 stellbare Rollen in einem ringförmigen Kasten geführt. Die Schwimmboje ist durch Mannlöcher der Überwachung zugänglich gemacht; auch zwischen der Innenfläche der Pfeiler und der Boje ist ein besteigbarer Zwischenraum von 0,76 m freigehalten. Durch Heben und Senken des Wassers im Pfeiler kann man den Druck auf den Drehzapfen P beliebig groſs erhalten. Die Verbindung des Zapfens P mit der Boje wird in allen Stellungen der Brücke aufrecht erhalten; die Brücke kann so in verschiedenen Höhenlagen gedreht werden. Der Überschuſs der Boje

an Schwimmkraft wird durch Ballast ausgeglichen. Mit Rücksicht auf Rostbildung wird nur frisches Wasser benutzt, das mittels einer Rohrleitung, die mit Hähnen und Ventilen versehen ist, zugeführt wird. Die Ein- und Auslafshähne zum Heben und Niederlassen der Brücke sind doppelt angeordnet und werden vom Fahrweg aus bedient. Das Drehgetriebe, aus Zahnrad, Führungsrollen u. s. w. bestehend, kann von einem Mann bedient werden, nur ist für besondere Fälle (Wind) ein langsames Getriebe vorgesehen. Die Brücke kann durchgedreht werden. Vor der Drehung mufs die Brücke um 51 mm gehoben werden; die Ausbildung des Fufslagers läfst eine Hebung bis zu 100 mm zu, welche selbst im Falle des Versagens eines Ventiles nicht überschritten werden kann.

An den beiden Widerlagern sind Schlagbäume, welche so mit der Brücke verbunden sind, dafs dieselbe nur geöffnet werden kann, wenn erstere geschlossen sind.

Für die eben besprochene Brücke lag auch der in Fig. 37 skizzierte Entwurf eines amerikanischen Ingenieurs vor, der die weite Pfeilerstellung wegen der grofsen Gründungstiefe wählte; er bezweckt durch die Freilage der Enden der Drehbrücke eine Verminderung erfahrungsgemäfs auftretender Störungen beim Öffnen und Schliefsen der von der Sonne ungleich beschienenen Hauptträger. Bei aufgedrehter Brücke müssen die Kragarmenden der festen Öffnungen durch hölzerne Schutzwerke gegen anfahrende Schiffe gesichert werden.

Fig. 37. *Entwurf.*

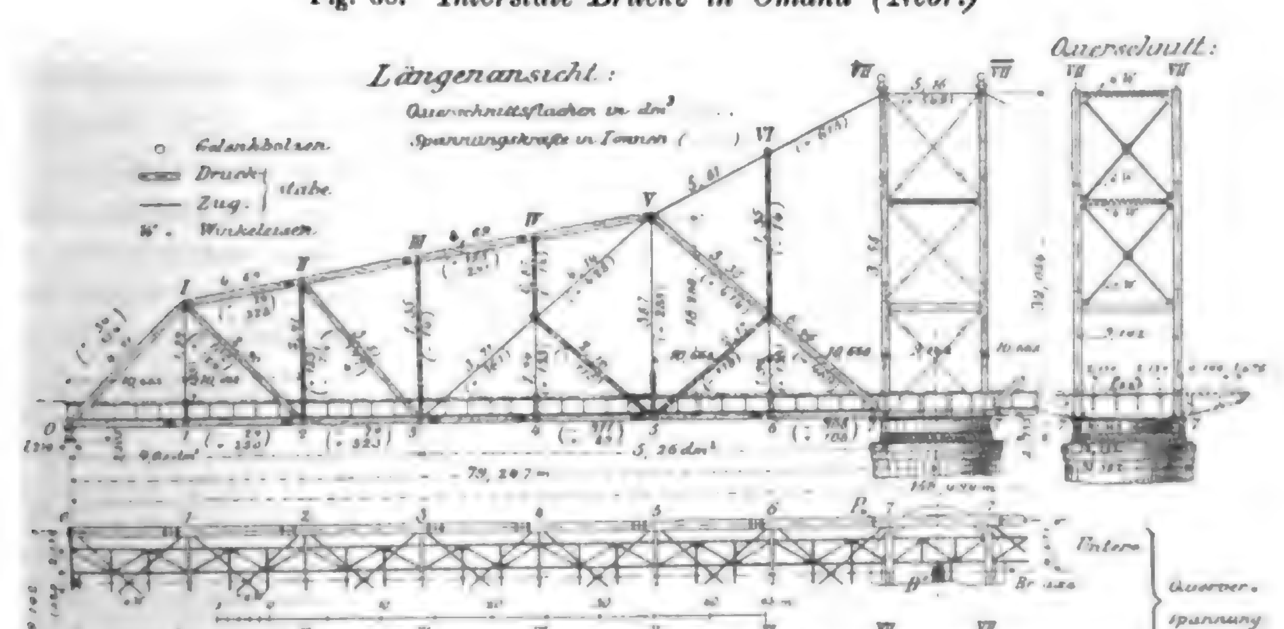
---

3. In den Vereinigten Staaten von Nord-Amerika.

a. Das Drehfeld der Interstate-Brücke in Omaha (Nebr.) [Litt. 55]

ist gleicharmig (wie fast alle grofsen amerikanischen Drehbrücken), und besitzt eine Gesamtlänge von 158,494 m bei 32,054 m Höhe über dem Drehpfeiler, welcher den gewaltigen Durchmesser von 31,58 m hat $\left(\frac{32,05}{158,49} = \frac{1}{4,95}\right)$; sie ist zur Zeit die längste

Fig. 38. *Interstate-Brücke in Omaha (Nebr.)*



und eine der schwersten Drehbrücken der Welt, da ihr Gewicht mit den vorderhand nur ausgeführten Doppelbahngeleisen 1360 t beträgt, das sich, wenn die in der Figur punktierten Kragarme an den Trägeraufsenseiten für die Trambahnen und Fufswege hergestellt sein werden, auf rund 2000 t erhöhen wird. Die erforderlichen Spannungskräfte und Querschnittsflächen sind in der Figur eingeschrieben; die Fachweite ist sehr grofs: 10,67 m und das 9,14 m lange Pfeilerfach ist nahezu bezüglich der Scherkräfte ein Nullfeld, da die doppelten Spannschrägen desselben nur sehr kleine Kräfte aufnehmen können. Die Knotenpunkte sind nach der üblichen amerikanischen Bolzenkonstruktion durchgebildet. Die Tragkraft-Berechnung erfolgte für 490 kg/qm Belastung durch Verkehrslast, 835 kg/m Winddruck auf den Unter- und 405 kg/m auf den Obergurt, sowie Eigengewicht 11,45 t/m Brücke. Alles Material bestand aus weichem Stahl (Herdstahl), ausgenommen die mittels Schrauben spannbaren Glieder, welche aus Schmiedeeisen hergestellt wurden.

Trotz der bedeutenden Spannweite und Belastung überschreiten die in der Figur eingeschriebenen Eisenzugflächen infolge der grofsen Trägerhöhen nirgends die verhältnismäfsig kleine Querschnittsfläche von 581 qcm.

Fig. 39 u. 40. *Interstate-Brücke. Drehvorrichtung.*

Fig. 39.

Maschinenboden. ⊗ : *Achslager* *M* 1 : 165.

Fig. 40.

Drehvorrichtung: *M* = 1 : 250

Die Bewegung der Brücke erfolgt durch zwei 40 pferdige Dynamomaschinen D (Fig. 39), die im ersten Stockwerk des Turmpfeilers aufgestellt sind und 270 Umdrehungen in der Minute machen.

Drehbewegung. Die Dynamos übertragen durch Zahnrädergetriebe (Fig. 39, U_2 und U_3) ihre Kraft auf den Ausgleicher *(equalizer)* a, der die wagrechte Drehbewegung der Welle U_1 (Fig. 39 a u. b)

mittels Winkelräder auf die beiden lotrechten Drehwellen d überträgt und so mittels der Getriebe D (Fig. 40) die Brücke in Bewegung setzt; dieselbe kann auch im Notfall durch Tummelbäume und die Getriebe H (Fig. 40 *a* und *c*) von Hand erfolgen.

Endhebung. Die Dynamomaschinen drehen mittels der Welle U_4 (Fig. 39 *a* u. *c*) und Winkelräder die lotrechte Endhubwelle (Fig. 39 *c*), die zwischen den Hauptträgerwänden zum Drehtisch (Fig. 40) läuft und durch Winkelräder L und Gestänge die Kraft zur Pfeileraxe und von da durch weitere Winkelhebel auf die in Brückenlängsaxe befindliche, bis zu den Brückenenden reichende wagrechte Welle überträgt. Auch diese Bewegung kann mittels Tummelbaum durch das Getriebe W (Fig. 40 *a*) von Hand erfolgen.

b. Die Brücke über den Themse-Flufs in Neu-London (Conn.) der Providence- und Boston-Eisenbahn [Litt. 20].

Die gleicharmige Drehöffnung dieser zweigeleisigen Bahnbrücke erreicht bezüglich der Stützweite nahezu die eben beschriebene Brücke, der sie auch in der äufseren Erscheinung sehr ähnlich ist. Ihre Hauptabmessungen sind: Gesamtlänge 153,31 m; Höhen über dem Pfeiler 21,63 m und gegen das Ende 7,62 m; Hauptträgerentfernung 8,64 m; Fachteilung 7,01, mit Ausnahme des 6,10 m-Pfeilerfaches.

Tragkraftbestimmung. Das ganze Eigengewicht wird von dem Rollenkranz über dem Drehpfeiler aufgenommen; das Pfeilerfach ist als Scherkraft-Nullfeld mit ganz schwachen Gegenschrägen ausgebildet; ferner ist die Annahme gemacht, bei der Belastung durch Verkehrslast eines Armes treffe dieselbe halb auf das Ende desselben, halb auf den Pfeiler; bei Vollbelastung $^5/_8$ derselben auf den Pfeiler und je $^3/_{16}$ auf die Enden; die Querschnittsbestimmung erfolgte nach den Launhardt-Weyrauch'schen ähnlichen Formeln. — Verkehrslast: 2 Lokomotiven 171 t schwer und 31,40 m lang und aufserdem 4,46 t/m und Geleise.

Die Fundierung des bis zu 39 m unter Hochwasser zu gründenden Drehpfeilers erfolgte nach einer neuen Methode mittels Holzcaissons auf Pfahlrost[10]); von den 640 Pfählen, die sich auf 453 qm verteilen, hat jeder 8—10 t zu tragen; schliefslich wurde der zweite Caisson mittels künstlicher Belastung durch Gufs-Ingots mitsamt dem fertigen Mauerwerk fest auf die in genau gleicher Höhe abgesägten Pfähle getrieben. Der Überbau ist hauptsächlich aus Herdstahl, und nur die Druckglieder sind aus Bessemerstahl hergestellt. Die Drehtafel (die übliche *rim bearing turntable*) verteilt das ganze Gewicht auf 58 gufsstählerne Rollen (508 mm), die aus so hartem Material sind, wie es die Dreharbeit gerade noch zuläfst; auf eine Rolle treffen 22,4 t. Die Drehung selbst erfolgt durch Dampf, bezw. im Notfall durch Handbetrieb; die Dampfkessel und das ganze Triebwerk liegen unter den unteren Hauptträgergurtungen im Drehpfeiler. Die Brücke kann durchgedreht werden.

Abweichend von den üblichen Anordnungen ist die Endstütze und Hebevorrichtung der Brücke, deren Steuerung, wie auch die für die Drehung, von dem im ersten Stockwerk des Pfeilerfaches gelegenen Maschinistenhaus aus bethätigt wird. Aufser der wagrechten Verriegelung gegen Wind ist auch eine lotrechte angebracht, da bei der getroffenen Anordnung des Haupttragsystems beim Einfahren eines bezw. zweier Züge gleichzeitig an dem einen Brückenende, das andere gegen Abheben durch diese Verriegelung niedergehalten werden mufs.[11]) Die gröfste Abhebung würde 63 mm betragen. Der Anschlufs der Schienen an den Brückenenden ähnelt einer gespaltenen Weichenzunge.

Die kleinste Öffnungszeit beträgt (bei Windstille) $2^3/_4$ Minuten, wovon 15 Sekunden für Schienen- und Endschraubenhebung (Entriegelung), die übrige Zeit zum Drehen benötigt wird. Für die Sicherheit der Brücke sorgt eine Signalisierungseinrichtung.

Gewichtsangaben. Eiserner Überbau des Drehfeldes 808,7 t, davon 558,4 t Hauptträger, 197,2 t Brückenbahn, 50,6 t Verspannungen und 2,5 t Endauflager. Vollständige Bewegungsvorrichtungen 141,5 t.

Beachtenswerte Einzelheiten: Der Anschlufs der wagrechten Windverspannung der unteren Hauptträgergurtung erfolgt, abweichend von der üblichen Weise, symmetrisch zum Gelenkbolzen, um Nebenspannungen durch Verdrehen dieser Gurtungen zu vermeiden.

---

[10]) L. Brennecke, Ergänzungen zum Grundbau. Berlin 1895. S. 64, mit Abb.

[11]) A. B. Boller, The Thames river bridge; office of the Librarian of Congress at Washington, Taf. XI (ohne Jahreszahl).

c. Brücke über den Harlem-Flufs in der 3. Avenue, New-York [Litt. 57].

Fig. 41 u. 42. *Brücke über den Harlem-Flufs in der 3. Avenue, New-York.*

Fig. 41.

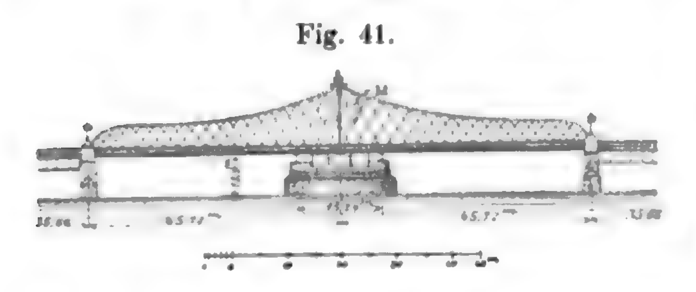
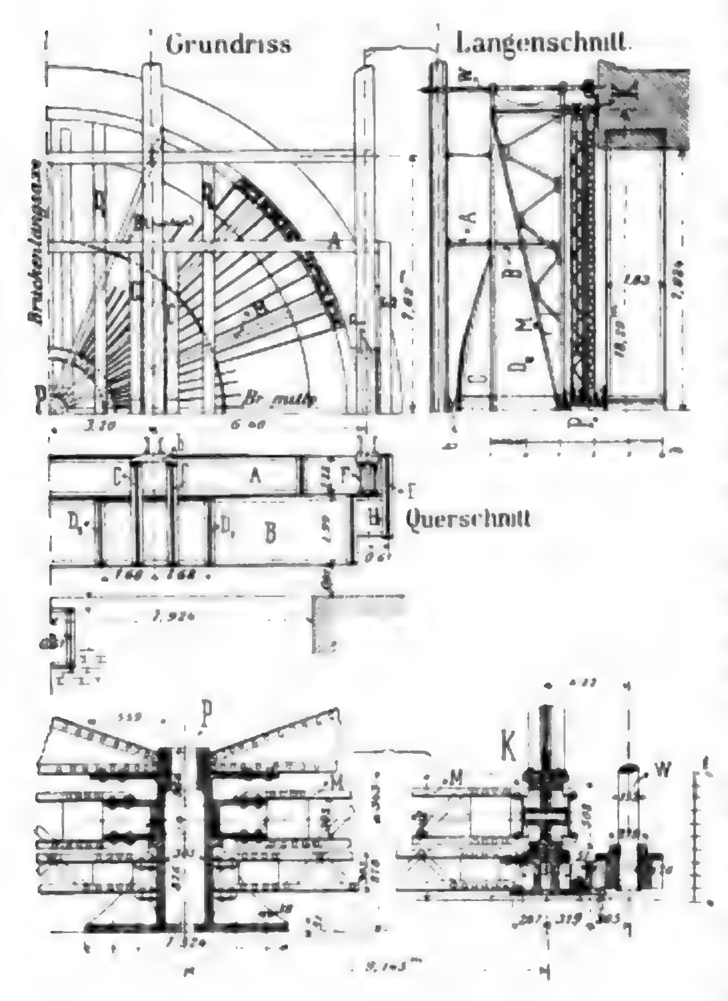


Fig. 42. *Anordnung über dem Drehpfeiler.*



Die Gesamtbreite der Brücke beträgt 26,21 m bei 91,44 m Länge. Zwischen den mittleren Hauptträgern verkehren 2 Dampfstrafsenbahnen, zwischen den inneren Aufsenträgern Trambahnen und auf 2 Fufswegen aufsen auf kragarmartig angehängten Trägern die Fufsgänger.

Die Fahrbahntafel ist asphaltiert, auf Buckelplatten, die Fufswege bestehen aus Fliesenpflaster. Für die Wahl der oberen Gurtungsform und das mehrfache Fachwerk waren Schönheitsrücksichten ausschlaggebend.

Die Maschinen und Kessel befinden sich im Maschinenhaus *M* (Fig. 41) über dem Pfeiler, von wo aus sowohl die Enden mittels Wasserdrucks gehoben und entriegelt, als auch die Brücke in $1^1/_2$ Minuten um 90° ausgedreht werden kann. Die Drehung selbst erfolgt in der üblichen Weise durch ein Getriebe, dessen lotrechte Welle *W* (Fig. 42) mittels Zahnrad in den auf dem Pfeiler fest verankerten Zahnkreis von 18,29 m Durchmesser greift.

Die Auflagerung der Brücke über dem Pfeiler ist aus Fig. 42 ersichtlich, die 96 Rollen (508 mm) haben das Gewicht der Brücke, 1700 t, in ausgedrehter Stellung zu tragen; in eingedrehter Stellung bilden die Hauptträger in der gewöhnlichen Art durchlaufende Träger.

Die Maschinen- und Kesselanlage ist doppelt; doch sind erstere so gekuppelt, dafs sie einzeln oder gleichzeitig arbeiten können; jeder Dampfkessel liefert 60 Pferdekräfte. Aufserdem dient noch eine Dynamomaschine im Maschinenhaus zur elektrischen Beleuchtung der Brücke. — Nähere Angaben über Gewichte und Kosten fehlen.

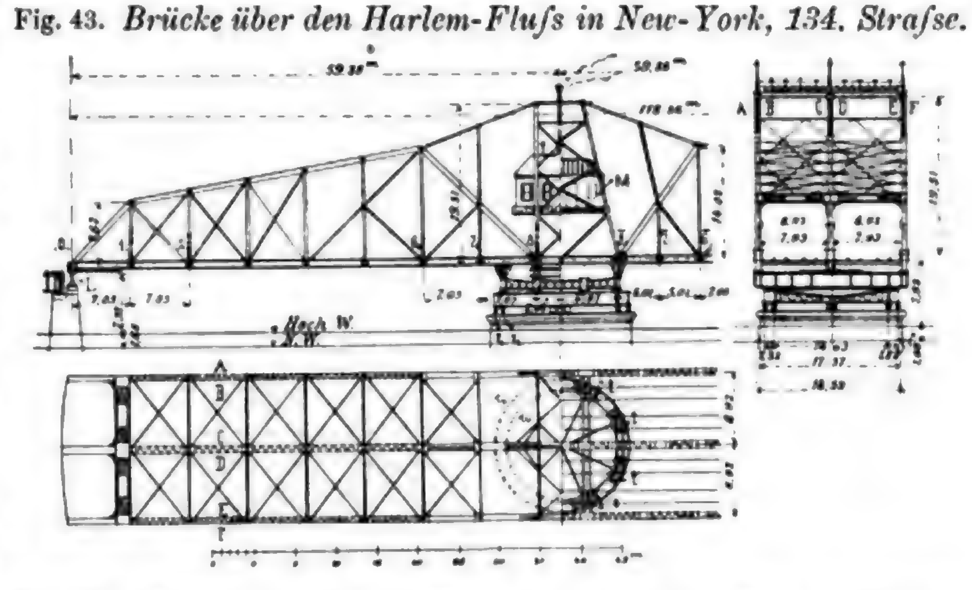
d. Viergeleisige Bahnbrücke über den Harlem-Flufs in New-York, 134. Strafse [Litt. 56].

Die gleicharmige Drehöffnung dieser Brücke ist 118,56 m lang und übersetzt den Flufs unter 45°; in der ausgedrehten Lage ist sie durch einen 149,7 m langen und 19,2 m breiten Holzpfeiler geschützt. Die Hauptanordnung des eisernen Überbaues ist aus Fig. 43 ersichtlich. Die nutzbare Lichtweite der beiderseitigen Durchfahrtsöffnungen beträgt (wegen der Schiefe) nur je 30,48 m. Der Drehpfeiler ist mit Luftdruck bis 25,9 m unter Hochwasser gegründet und besteht aus Steinmauerwerk und Beton.

Beachtenswert ist die verschiedene Anordnung des inneren und der äufseren Hauptträger über dem Pfeiler, die bezweckt, das Brückengewicht möglichst gleichmäfsig auf den aus zweimal 72 Rollen bestehenden Doppelrollenkranz (Fig. 44) zu verteilen.

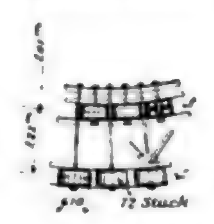
Das Maschinenhaus *M* (Fig. 43) ist architektonisch verziert, enthält zwei 50pferdige Dampfmaschinen, die aufser dem Drehen der Brücke auch das Endheben und Ausriegeln der Brücke bewerkstelligen; die ursprüngliche Absicht, durch Verkürzung bezw. Verlängerung des oberen Gurtungsstücks über dem Pfeiler das Heben und Senken der Brückenenden zu bewerkstelligen, wurde bei der Ausführung fallen gelassen.

Fig. 43. *Brücke über den Harlem-Flufs in New-York, 134. Strafse.*



Die Fahrbahntafel ist aus Winkeleisen 76 × 76 × 9,5 mm und Platten (lotrecht 419 × 9,5 mm; wagrecht 394 × 11 mm) trogförmig *L* (Fig. 43) zusammengebaut; es wurde durch diese derart gebildete vollständig geschlossene Decke eine sehr wirksame seitliche Absteifung der ganzen unteren Gurtung erreicht. Diese Tröge (aus Stahl) wurden jedoch nicht mit Erde oder Beton ausgefüllt, sondern die Schienen unmittelbar mittels auf die Tröge genieteter Stahlunterlagen (200 × 292 × 12,7 mm) auf die wagrechten Kopfplatten der Tröge befestigt, wobei zwischen Schienenfufs und Platte noch Kautschukplättchen liegen, um das Geräusch abzumildern und das Schienengeleise als isolierte Stromleitung benutzen zu können. Als Material wurde durchaus Herdstahl verwendet. Bei der Querschnittsbestimmung der Brücke wurde auf ein weiteres Anwachsen des Gewichtes der Betriebsmittel Bedacht genommen, wodurch sie sehr schwer geworden ist. Nähere Gewichtsangaben fehlen.

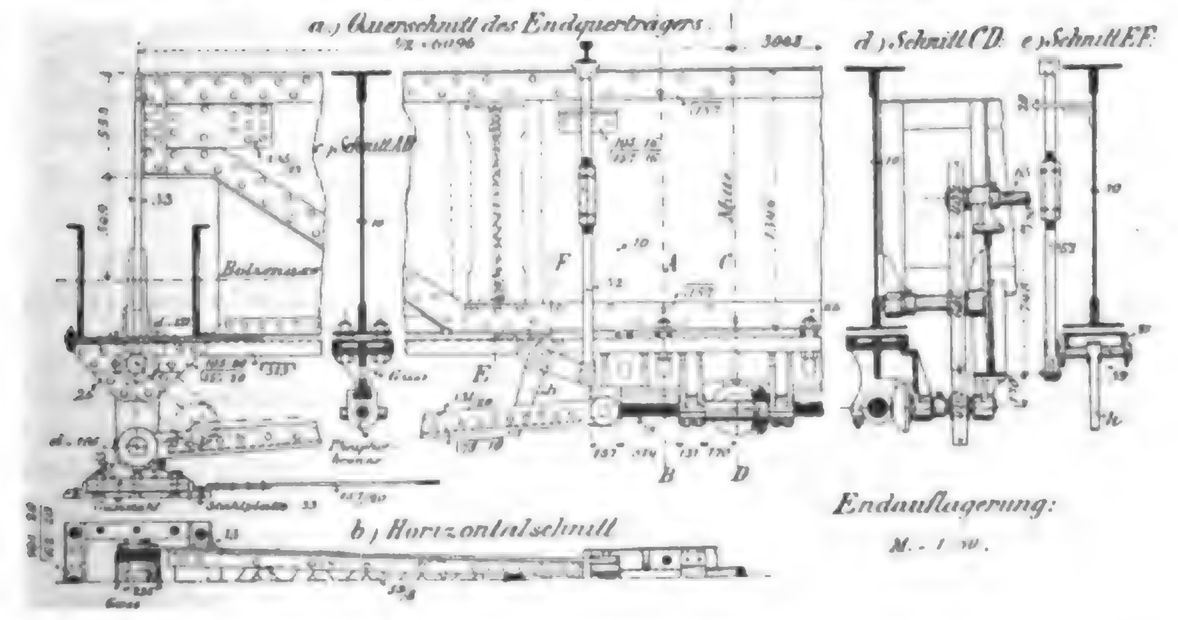
Fig. 44. *Einzelheiten des Rollenkranzes.*



e. Winona-Bahnbrücke über den Mississippi-Strom [Litt. 34].

Die gleicharmige Drehöffnung dieser 384 m langen eingeleisigen Brücke ist 134,11 m lang, 15,24 m über dem Drehpfeiler hoch $\left(\frac{15,24}{134,11} = \frac{1}{8,8}\right)$ und ganz aus weichem

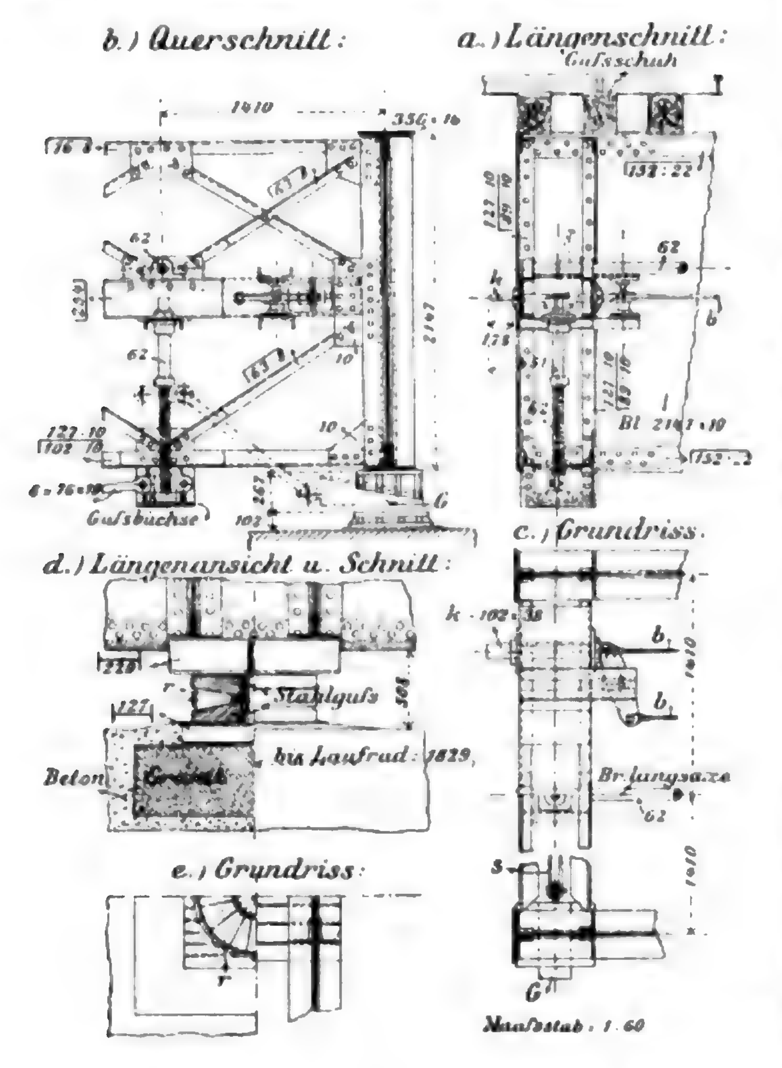
Fig. 45. *Winona-Bahnbrücke über den Mississippi.*



Stahl von 5060 kg/qcm gröfster und 4500 kg/qcm kleinster Bruchfestigkeit, bei 2600 kg/qcm Elasticitätsgrenze, 22% Drehung auf 203 mm und 44% Einschnürung ausgeführt worden.

Sie ruht auf einem auf Pfahlrost gegründeten Pfeiler und wird durch eine Dampfmaschine bewegt; auch die Endhebevorrichtung der Hauptträgerauflager und der Schienen an den Brückenenden, deren Anordnung (Fig. 45) für eine grofse Anzahl amerikanischer Brücken im wesentlichen ähnlich ausgeführt ist, erfolgt mittels Gestänge und Getriebe durch obige Dampfmaschine vom Pfeiler aus.

Fig. 46. *Eisenbahndrehbrücke bei Washington.*



f. Eisenbahndrehbrücke von 55,47 m Länge in der Nähe von Washington [Litt. 62].

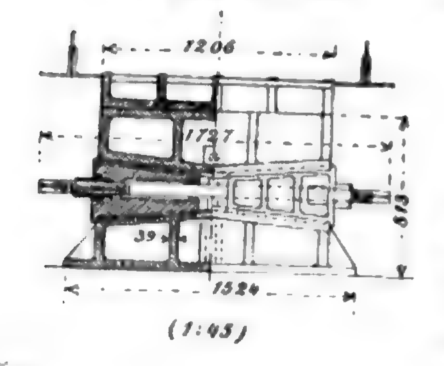
Dieselbe ist gleicharmig und ganz aus weichem Stahl, mit Ausnahme der aus mittelweichem Stahl gewalzten Winkeleisen.

Die Endauflagerung erfolgt durch die Keile *G* (Fig. 46 *b* u. *c*) die Auflagerung über dem Pfeiler (Fig. 46 *d* u. *e*) durch 16 konische Gufsstahlrollen und durch 4 Laufräder in 1,83 m Entfernung von der Drehaxe *(centre bearing turntable)*, und die Verriegelung durch den wagrechten Zapfen *k* (Fig. 46 *a* u. *c*). Sämtliche Vorrichtungen geschehen von Hand von Brückenmitte aus.

g. Die Riparia-Drehbrücke über den Snake-Flufs [Litt. 37].

Die 107,29 m lange gleicharmige, von Morison in Chicago gebaute Drehbrücke unterscheidet sich von der in Amerika üblichen Bauweise nur durch die Auflagerung über dem Drehpfeiler. Sie ruht in ausgeschwenkter Stellung auf einem Königsstuhl *(centre bearing table)* mit hydraulisch anhebbarem Druckkolben; die Führung und Sicherung gegen Wind erfolgt durch 8 Räder mit kräftigen Federn. Im eingedrehten Zustand jedoch ist der Königsstuhl drucklos und die Auflagerung über dem Drehpfeiler erfolgt durch die beiden Auflager (Fig. 47) unter den Enden des Hauptquerträgers, die dreiteilig sind, um sie genau in der Höhenlage einstellen zu können.

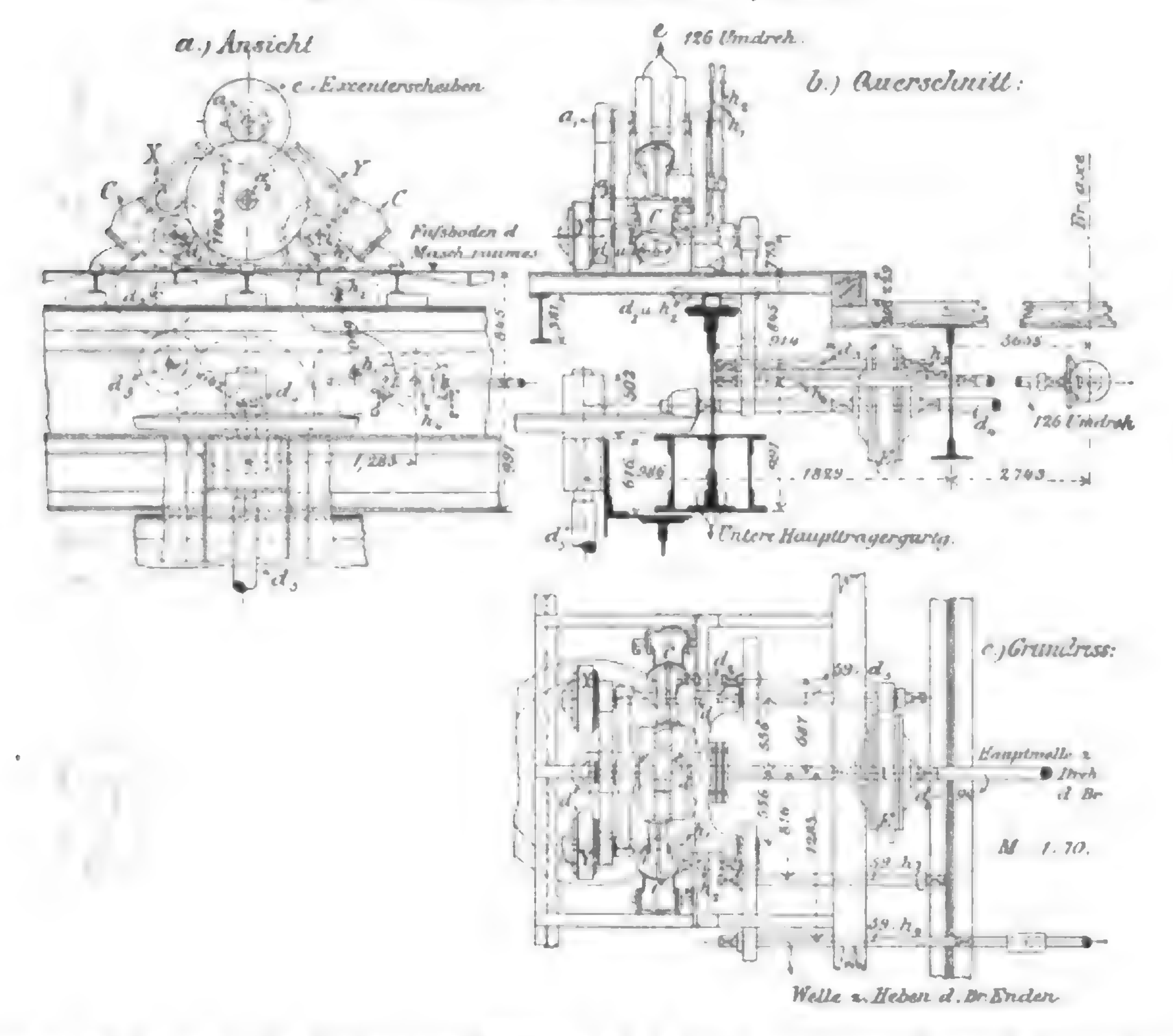
Fig. 47. *Riparia-Drehbrücke über den Snake-Flufs.*



h. Zweigeleisige Alton-Eisenbahnbrücke (Illinois) [Litt. 61].

Die gleicharmige, 137,16 m lange Drehöffnung dieser sehr langen Brücke wiegt 963 t, ohne Drehmechanismus, Holzfahrbahn und Geleise. Die Drehung wird durch die in Fig. 48 dargestellte Zwei-Cylindermaschine auf einem Rollenkranz von 66 Stahlgufsrädern in der üblichen Weise bewirkt; desgleichen die Endhebung der Schienen. Das Getriebe zum

Fig. 48. *Alton-Eisenbahnbrücke (Illinois).*



Drehen ist mit d_1 bis d_4, das Getriebe zum Endheben mit h_1 bis h_4 bezeichnet; *C* sind die beiden Dampfcylinder, *X* und *Y* die Reibungsscheiben, die den Antrieb des Gestänges herbeiführen. Von den Hebeln h_1 und h_2 dient der eine zur Drehung, der andere zum Endheben der Auflager und Schienen, sowie zur Verriegelung der Brücke. Stehen diese Hebel auf mittlerer Stellung, so läuft die Maschine leer, da die Reibungsscheiben dann nicht eingreifen. Der Dampfkessel hat 3,16 qm Heizfläche; Gewichts- und Kostenangaben fehlen.

i. Eisenbahndrehbrücke in Texas mit Antrieb durch ein Pelton-Wasserrad [Litt. 65].

Diese eingeleisige Drehbrücke, deren symmetrischer Dreharm 75,28 m lang und deren Hauptträgerentfernung 5,18 m ist, befindet sich seit einiger Zeit in Betrieb und soll sich hierbei die Anlage des Pelton-Rades gut bewährt haben. Bei voller Geschwindigkeit entwickelt letzteres 8 Pferdekräfte und kann damit die Brücke in 21 Sekunden entriegelt und in 1 Minute und 50 Sekunden auf dem Rollenkranz gedreht werden. Die ganze Anordnung ist aus Fig. 49 näher ersichtlich; *W* bezeichnet das Wasserrad, L_1 den Hebel zum Drehen, L_2 den zum Endheben und Verriegeln. Das Rad macht 342 Umdrehungen in der Minute. Sämtliche Achslager sind, um alle Stofswirkungen zu mildern, auf Holzzwischenklötze gelagert.

k. Passaic-Drehbrücke der New-York-Lake Erie-Western-Eisenbahn [Litt. 67].

Neu an dieser gleicharmigen Drehbrücke ist die Ausgestaltung des Obergurtes der Hauptträger im Pfeilerfach, die das Abheben der Brückenenden bezweckt, und durch welche die statische Unbestimmtheit der Hauptträger auch in eingedrehter Brücke

Fig. 49. *Eisenbahndrehbrücke in Texas.*

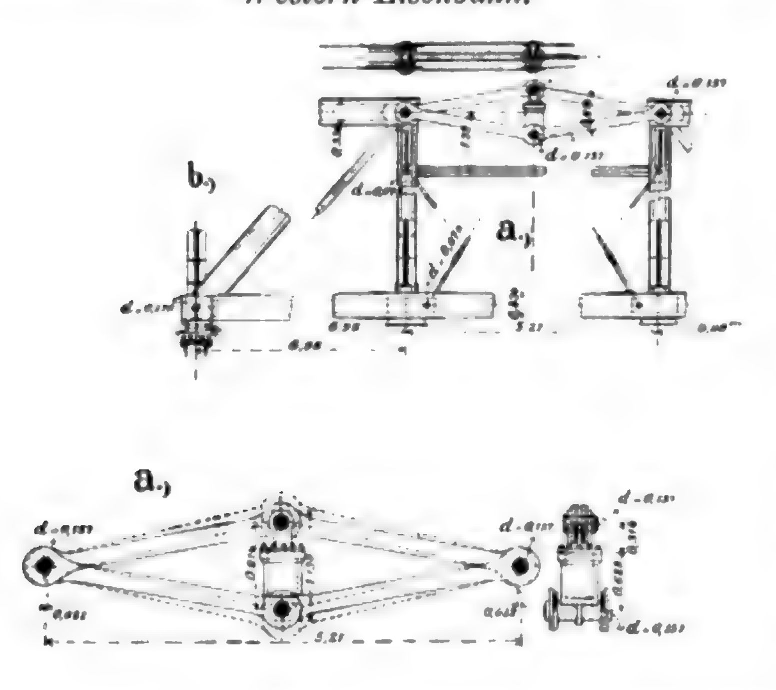


Fig. 50. *Passaic-Drehbrücke der New-York-Lake Erie-Western-Eisenbahn.*

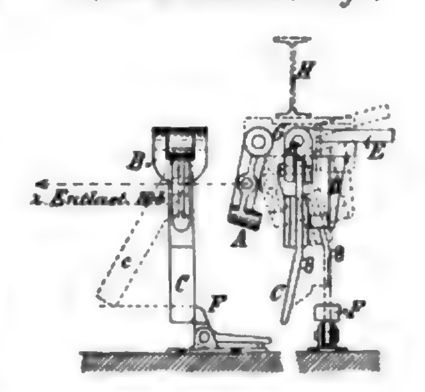
vermieden werden soll, indem der Obergurt über dem Drehpfeiler bei eingedrehter Brücke spannungslos wird. Die Wirkungsweise des in der oberen Gurtung eingesetzten, mittels hydraulischer Presse bewegten Kniehebels (Fig. 50) ist ohne weiteres klar. Soll nun die Brücke ausgedreht werden, so wird durch die hydraulische Presse die obere Gurtung verkürzt, die Keilauflager aus den Brückenenden gleichzeitig gezogen und die Brücke ist frei zum Drehen. Die Brücke hat seit $1^1/_2$jährigem Betrieb (bis 1893 gerechnet) zufriedenstellend gearbeitet.

l. Ein selbstthätiger Drehbrückenverschlufs [Litt. 59] des amerikanischen Ingenieurs Fowler bezweckt, besondere Hebel zur Verriegelung oder Einklinkung der Brücken entbehrlich zu machen.

Von den drei auf dem gemeinsamen Lagerstück G, das mit dem Fahrbahnträger H fest verbunden ist, befindlichen Hebeln A, C und D ist A mit dem Triebwerk in Verbindung, während C frei nach allen Seiten pendeln kann und D die Feststellklinke E trägt. Wird A mittels des Hebelwerkes nach rechts gedrückt, so wird E gehoben und die Brücke zum Ausdrehen frei; dabei ist A in die Ebene des Anschlages F gekommen, wird aber bereits bei einer kleinen weiteren Drehung frei, da C auch um eine zu B senkrechte Drehaxe drehbar ist. C kann nun in die Anfangsstellung zurückfallen.

Fig. 51.

Fowler's selbstthätiger Drehbrückenverschlufs.

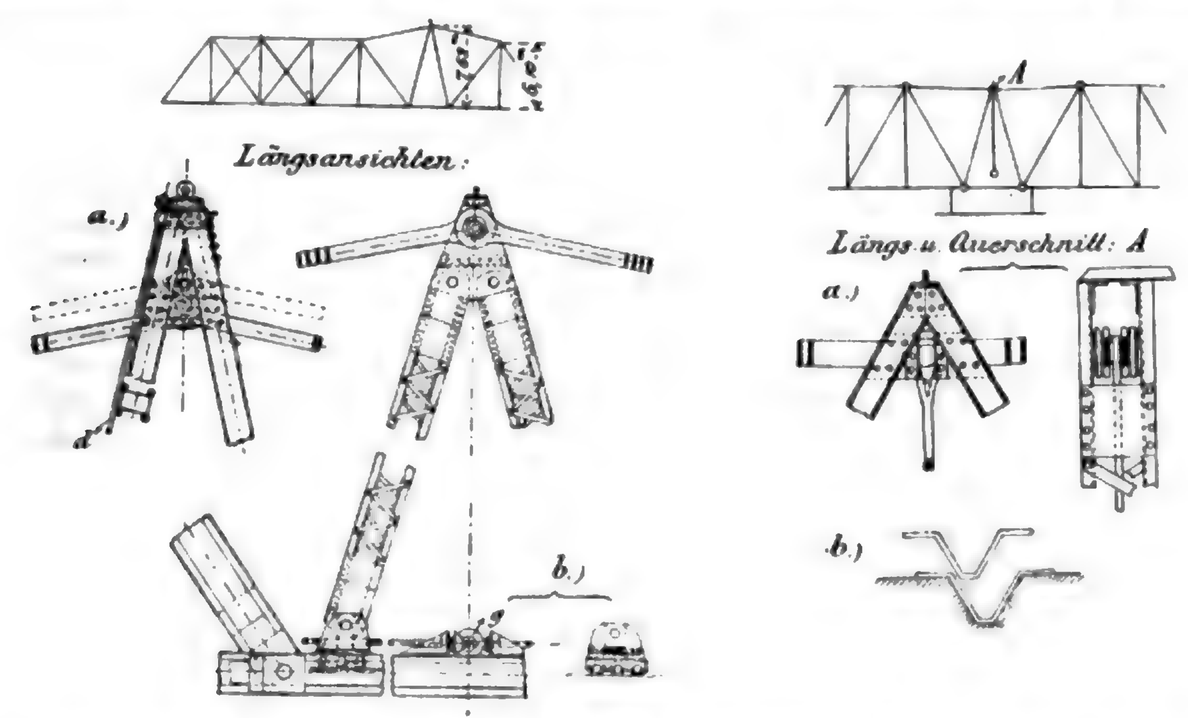


m. Entwurf zu einer Endhebevorrichtung für Drehbrücken [Litt. 53].

Die übliche Form der amerikanischen Fachwerk-Drehbrücken (unseres Wissens bis auf die später zu besprechende Doppel-Drehbrücke bei Columbus, S. 41, Fig. 55 ausschliefslich gleicharmig) zeigt in der Mitte ein Pfeilerfach, das entweder keine oder nur sehr kleine Scherkräfte aufnehmen kann. Durch die in Fig. 52 dargestellte Anordnung soll nun derselbe Zweck, wie bei der S. 38 beschriebenen Passaic-Drehbrücke erreicht werden, nämlich bei geschlossener Stellung entweder durch Senkung der Obergurtungen (Anordnung a) oder durch Verkürzung der Untergurtungen (Anordnung b) der ganze Träger in zwei statisch bestimmte Einzelträger zerlegt werden. Eingehende vergleichende Berechnungen ergaben eine Materialersparnis von 8% gegenüber einer ausgeführten Brücke des gewöhnlichen Typus bei 69,2 m Brückenlänge.

Fig. 52 u. 53.

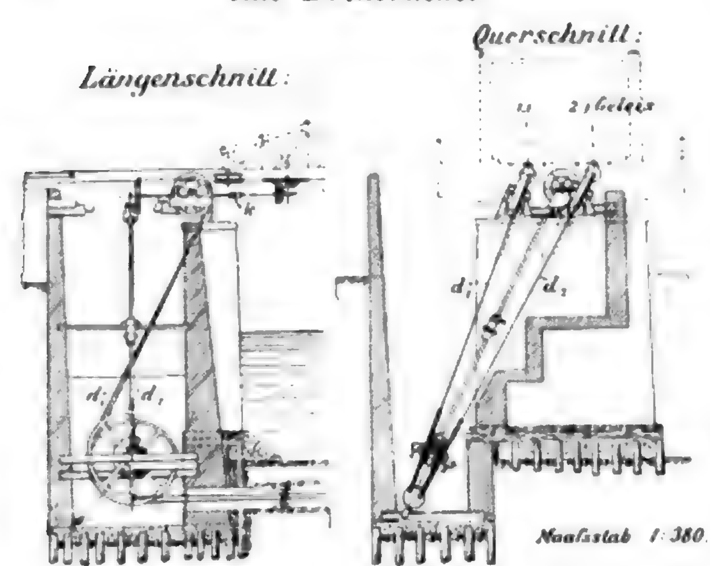
Vorschläge, um die Hauptträger der geschlossenen Drehbrücke statisch bestimmt zu machen.



Eine andere vorgeschlagene Anordnung zu demselben Zwecke zeigt Fig. 53, bei der das Anheben der Brückenenden durch Hinabziehen des lotrechten Pfostens erfolgt; beim Eindrehen und Niederlassen der Brücke erfolgt die genaue Einstellung in die Ruhelage in sehr einfacher Weise durch die in Fig. 53b dargestellte Nase, die allerdings von Schmutz und Sand freigehalten werden mufs.

n. Führung einer elektrischen Strafsenbahn über eine Drehbrücke [Litt. 33].

Fig. 54. *Führung einer elektrischen Bahn über eine Drehbrücke.*



Aus Fig. 54 ist ersichtlich, in welcher Weise bei einer älteren gleicharmigen hölzernen (Howe'sche Träger) Drehbrücke die Leitungskabel unter der Brücke mittels Eisenrohren (914 mm) durchgeführt wurden, um bei ausgedrehter Brücke die Stromleitung für den übrigen Bahnverkehr nicht zu unterbrechen; bei eingedrehter Brücke tritt die unterirdische Stromleitung aufser Thätigkeit und erfolgt ein kürzerer Stromschlufs durch die Reibungskuppelung *(clutch)* k unterhalb der Brückenfahrbahntafel.

o. Doppel-Drehbrücke bei Columbus (Cleveland) [Litt. 71].

Bei dem Entwurf dieser Strafsendrehbrücke, die an Stelle einer alten Drehbrücke mit Mittelpfeiler errichtet wurde, lag die Bedingung vor, Mittelpfeiler und steile Zufahrtsrampen unbedingt zu vermeiden. Dies führte auf die in Fig. 55 *a* dargestellte Anordnung zweier ungleicharmiger Drehöffnungen von je 42,52 m Länge, bei 7,02 m Hauptträgerentfernung, wobei die Pfeiler noch ganz innerhalb der Docklinie liegen. Die beiden Öffnungen sind vollständig gleich und liegen in einem Gefälle 3 : 100, werden jedoch gleichwohl in wagrechter Ebene ausgedreht. Das Gleichgewicht ist durch Ballast an den Enden der kurzen Arme hergestellt.

Die Hauptträger sind für eine Verkehrslast von 490 kg/qm auf den Fahrweg und 392 kg/qm auf die Fufswege oder 4,46 t/m Brücke berechnet. Der ganze Überbau ist aus weichem oder mittelweichem Stahl hergestellt. Für die Gurtungen wurde Trogquerschnitt gewählt, für die Zugschrägen Augenstäbe angeordnet. Das ganze Stahlwerk wurde geölt und vor der Aufstellung zweimal mit Mennige gestrichen.

Jede Öffnung ruht auf einem Rollenkranz und wird durch das übliche Zahnkranzgetriebe mittels je eines 25pferdigen Elektromotors *(Westinghouse waterproof multipolar)*, der in der Drehtrommel untergebracht, gedreht. Aufserdem ist daselbst noch eine 5pferdige Hilfsmaschine aufgestellt für den Betrieb eines Luftkompressors, der in dem Maschinenhaus über dem Pfeilerfach untergebracht ist. Der elektrische Strom wird durch 2 unterirdische Kabel in gebaggerten Gräben der Brücke zugeführt, in denen auch noch ein Notkabel und Bleirohre für Prefsluft eingelagert sind. Die durch die 5pferdige Maschine in 2 Behälter von 0,71 cbm Fassungsraum gedrückte Luft dient zur Bedienung der Entriegelungsvorrichtungen und der Sicherheitsthore beim Anschlufs der Brücke an die Zufahrtsstrafsen.

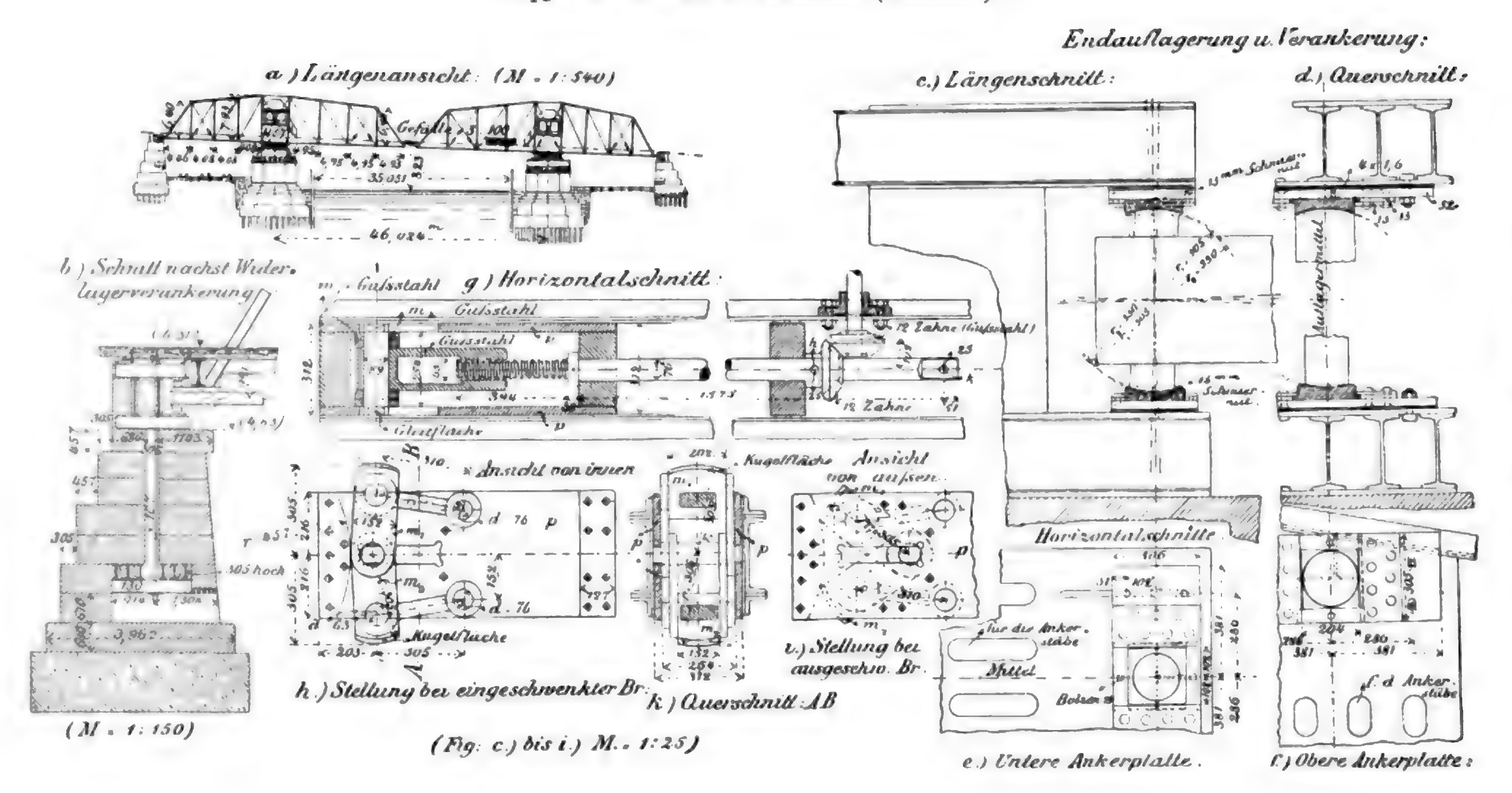
Mit Rücksicht auf das starke Auseinandergehen der Brückenenden (Fig. 56 *b*) wird der Zwischenraum mittels einer 1,63 m breiten, über die ganze Brückenbreite reichenden Schürze (*apron*, Fig. 55 *a*) im Brückenmittel überdeckt; dieselbe mufs mittels eines Bewegungsmechanismus, der gleichzeitig die Brücke daselbst entriegelt, vor dem Ausdrehen gehoben werden.

Alle Bewegungen können im Notfall mittels Handbetriebes ausgeführt werden.

Der Unterbau besteht aus gemauerten Pfeilern und Widerlagern auf Pfahlrosten, deren Pfähle in 0,76 bis 0,92 m Entfernung ungefähr 8,24 m tief eingetrieben sind.

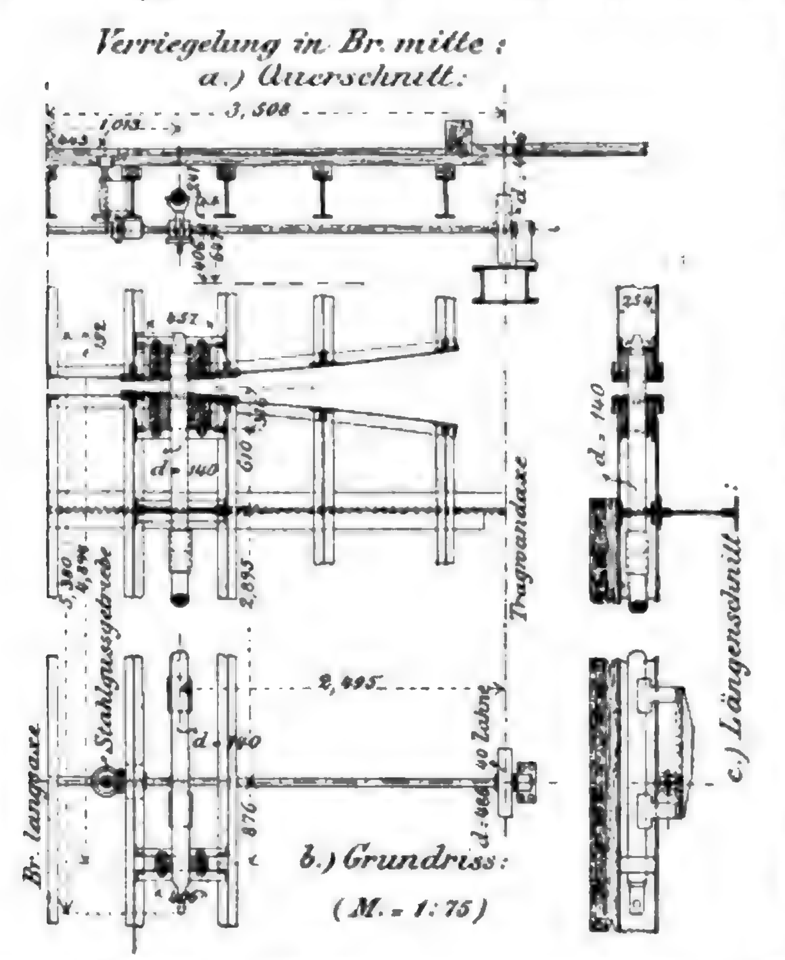
Bemerkenswert ist die Verankerung und Verriegelung der kurzen Arme in eingedrehter Stellung (Fig. 55). Die Feststellung geschieht durch Kniehebel mit kugelförmigen Endflächen (Fig. 55 *b* bis *k*) von 305 mm Halbmesser, die in kugelförmige Höhlungen von 330 mm Halbmesser eingreifen und durch das Getriebe vom Maschinenhaus aus in Bewegung gesetzt werden. Die Verankerung dieser stützenden, und

Fig. 55.
Doppel-Drehbrücke bei Columbus (Cleveland).



zugleich verriegelnden Kugellager ist aus Fig. 55 *b* bis *f* ohne weiteres ersichtlich; die getroffene Anordnung gestattet den Endstützen eine wagrechte Verschiebung (in Längsnuten) in Richtung der Brückenlängsaxe. Die Gewichte und Kosten stellen sich wie folgt: Eiserner Überbau 427,5 t; eiserner Überbau 193 200 M.; Unterbau 113 400 M.; elektrische und Druckluftmaschinen 21 000 M.; Wärterhäuser 2500 M.; Kabel 2100 M.; Grunderwerb 61 690 M.; Pflasterung und Zufahrten 8400 M. und Kanäle 2920 M. Seit mehreren Wochen in Betrieb (bis August 1895 gerechnet) hat die ganze Anlage zufriedenstellend gearbeitet.

Fig. 56. *Doppel-Drehbrücke bei Columbus (Cleveland).*



Wie sich die Verriegelung in Brückenmitte nach mehrjährigem Betrieb bewährt, mufs erst die Erfahrung lehren; durch die vorsorglich grofs gewählte Höhe der Hauptträger $\left(\frac{7,93}{42,52} = \frac{1}{5,36}\right)$ sind allerdings die elastischen Bewegungen auf ein geringes Mafs gebracht.

p. Preisbewerbung für eine bewegliche Brücke über den Duluth - Schiffkanal (Minn.) [Litt. 44].

Auf das Preis-Ausschreiben (M. 4200) der Stadt Duluth (1891) zur Erlangung einer beweglichen Brücke liefen 20 Entwürfe ein, von denen mehrere sehr beachtenswerte Lösungen der ziemlich schwierigen Aufgabe enthielten; es sollte nämlich über den stark befahrenen (35 Schiffe im Tag) Schiffahrtskanal (76,2 m breit) ohne Einbau in denselben eine Trambahn, 2 Geleise für elektrische Bahnen, 2 Fahrwege und 2 Fufswege geführt werden und mufste auch noch auf den hohen Grund- und Bodenwert zu beiden Seiten des Kanales Bedacht genommen werden.

Die hauptsächlichsten Entwürfe giebt Fig. 57, deren erste 4 Abbildungen Drehbrücken zeigen.

α) Entwurf Jennings. Eine Doppel-Drehbrücke aus 2 ungleicharmigen gewöhnlicher Art gebildet. Kosten 714 000 M.

β) Entwurf Math and Sons. Der 7,32 m breite Fahrweg und die 2,13 m breiten Fufswege liegen auf der unteren Fahrbahntafel, die Trambahn auf der oberen, um Strafsen- und Trambahnverkehr möglichst zu trennen. Die kurzen Arme sind mit Gegengewichten belastet und werden in eingedrehter Stellung noch künstlich niedergehalten, die langen Arme sind in derselben Stellung durch Riegel verbunden. Jede der beiden Drehöffnungen, auf dem Rollenkranz ruhend, ist mit Prefswasser-Maschinen zum Drehen und Verriegeln ausgestattet und kann von einem Mann in einer Minute ausgedreht werden. Kosten (ausschliefslich der Zufahrten) 798 000 M.

γ) Der Entwurf Mc. Nicol bildet eine gleicharmige Drehbrücke aus 2 gleichen unabhängigen Kragarmen, die allein durch den Pfeilerturm an den Ober- und Untergurten wagrecht verbunden sind. Das Endheben der Brücke erfolgt durch eine Maschinerie vom Kopf des Turmes aus, der kräftig genug ist, alle Ungleichheiten der Belastung der beiden Arme auszugleichen. Die Maschinerie befindet sich im Turm. Das ganze Tragwerk ist jederzeit statisch bestimmt. Drehzeit 5 Minuten; Kosten 525 000 M. ohne Unterbau.

δ) Der Entwurf La Rue und Grovenoor zeigt die Verbindung des Dreh- mit dem Schwimmbrückensystem. Das Schiff bildet die treibende Kraft, ist hierzu mit Dampfmaschinen und Pumpen zum Heben und Senken des freien Brückenendes ausgerüstet und kommt bei ausgedrehter Brücke in die Ufer-

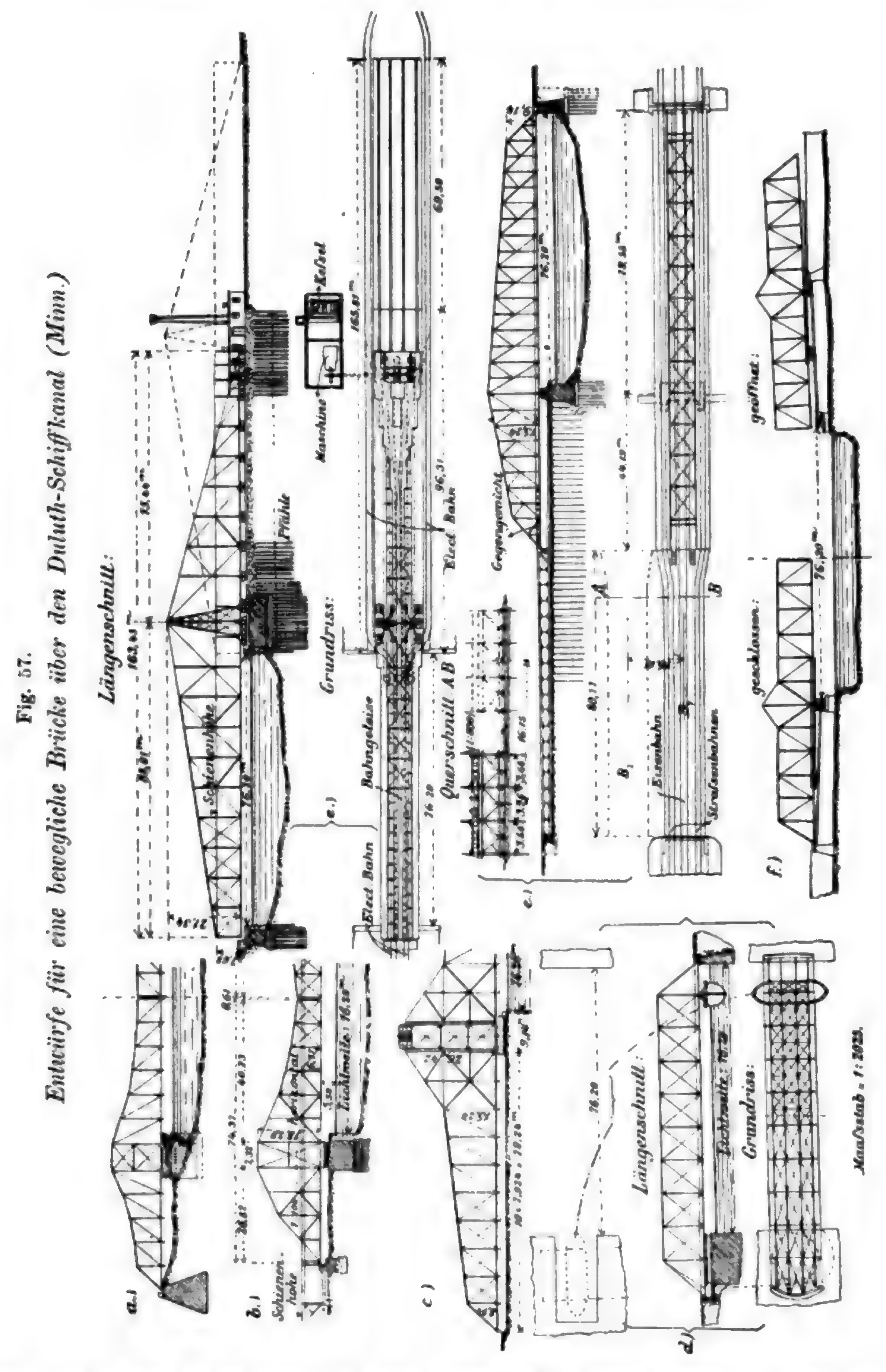


Fig. 57. Entwürfe für eine bewegliche Brücke über den Duluth-Schiffkanal (Minn.)

nische. Der Propeller ist mit einer nicht näher mitgeteilten Vorrichtung ausgestattet, welche ihm auch bei Wellengang die lotrechte Stellung sichern soll. Die Zeit zum Öffnen ist auf $2^1/_2$ Minuten, die Kosten sind auf 453 600 M. angegeben. Die übrigen Entwürfe sollen bei den Rollbrücken besprochen werden.

4. In anderen Ländern.

a. Die Pollet-Drehbrücke in Dieppe (Frankreich) [Litt. 35].

Diese ungleicharmige, 70,5 m lange Strafsenbrücke dient zur Verbindung zweier Stadtteile über den Kanal und zeigt bezüglich der Gesamtanordnung viel Ähnlichkeit mit der Drehbrücke am Bassin nationale in Marseille.[12]) Ihre Hauptabmessungen sind aus Fig. 58 *a*, *b* u. *c* zu entnehmen. Die geringe Höhe der Hauptträger, 7,11 m über dem Drehpfeiler, 5,97 m und 2,75 m an den Enden $\left(\frac{7,11}{70,5} = \frac{1}{9,9}\right)$ wurde mit Hinblick auf die in nächster Nähe der Kanalufer befindlichen Häuser gewählt. Aus Rücksicht auf diese, und um die Brücke gegen Hochwasser zu sichern, war man genötigt, die Fahrbahntafel nur 0,70 m dick auszubilden, wodurch das Brückengewicht unerfreulich vergröfsert wurde.

Der Fahrweg ist in 2 Geleise geteilt und mit eisernen Führungsleisten für Fuhrwerke versehen (Fig. 58 *c*), eine in Frankreich öfters gewählte Anordnung. Die unteren Gurtungen sind durch Windverspannungen verbunden, die oberen Gurtungen nur, soweit es die freie Lichthöhe für die Staatsstrafsen von 4,30 m gestattet.

Der kurze Arm ist mit 243,5 t künstlich mit Gufsblöcken belastet; dies genügt auch noch, um bei lotrecht wirkendem Wind von 50 kg/qm demselben das Übergewicht (ungefähr 20 t) zu sichern.

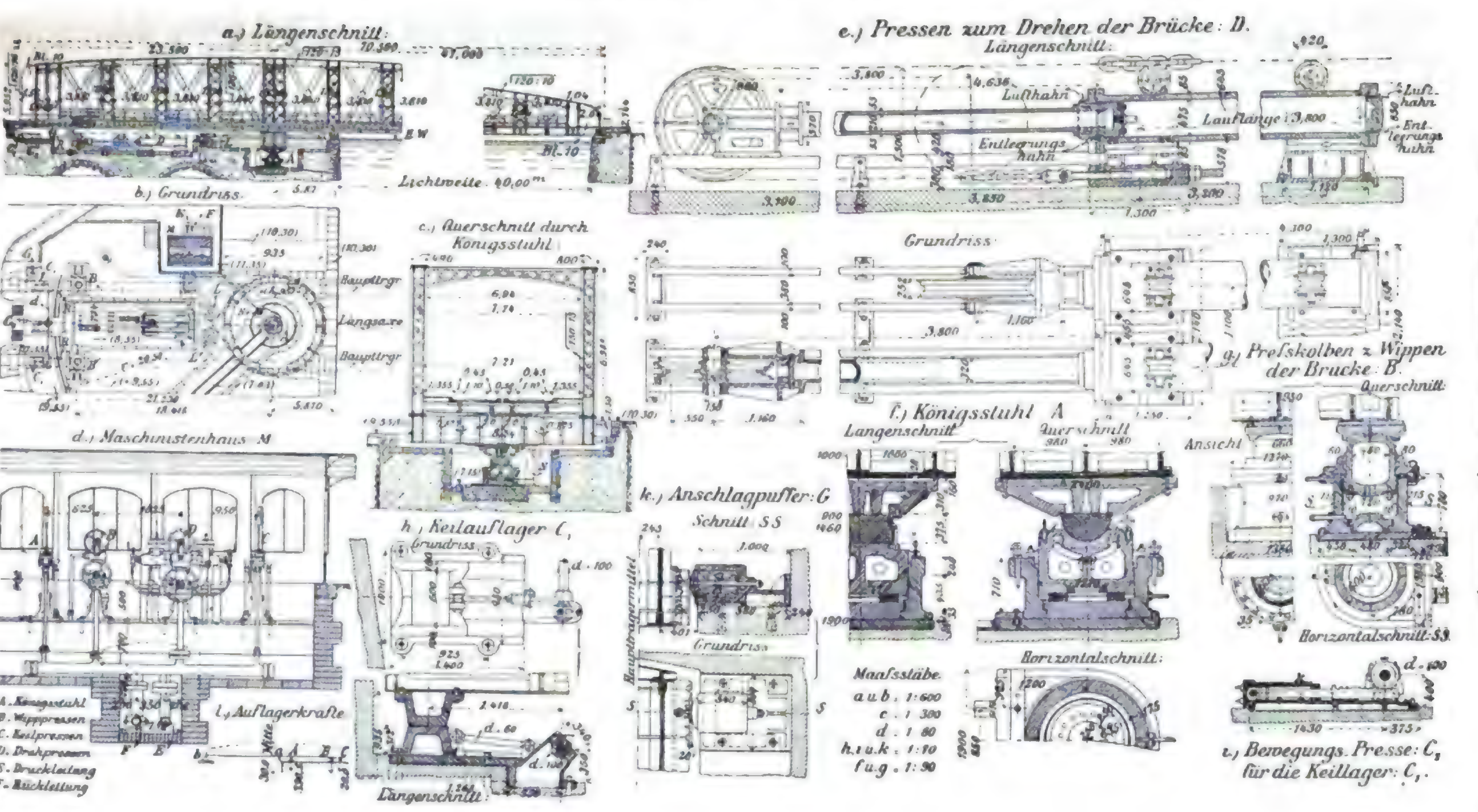
Der kastenförmige, 3wandige Hauptquerträger (Fig. 58 *c* u. *f*) hat das Gewicht der ungefähr 500 t schweren Fahrbahntafel, sowie der Hauptträger und der an der Fahrbahntafel befestigten Teile des Mechanismus, insgesamt beiläufig 810 t, auf den mit Prefswasser-Hubpresse versehenen Königsstuhl *(central pivot)* *A* zu übertragen.

Als Betriebskraft konnte allein Wasser in Betracht kommen, da für Bedienung der anliegenden Schleusenthore ohnedies eine grofse Prefswasser-Maschinenanlage hergestellt werden mufste.

Von den drei in Betracht zu ziehenden Systemen: 1. Heben der ganzen Brücke, 2. Senken und Heben der Endstützen und 3. Wippen der Brücke und dann Drehen wurde mit Rücksicht auf das grofse Gewicht das letztere als das zweckmäfsigste gewählt; hierbei sind die Auflager des langen Armes fest, die des kurzen lotrecht beweglich (Fig. 58 *g*); die Brücke selbst sitzt auf einem Prefswasser-Kolben (Fig. 58 *f*), der am Kopf einen gufsstählernen, halbcylindrischen Querzapfen trägt, um den die Brücke in lotrechter Ebene gewippt werden kann. Das feste Auflager *C* des kurzen Armes bei eingedrehter Brücke ist aus Fig. 58 *h* zu ersehen und besteht aus einem in der Brückenlängsaxe zwischen 2 Gufsplatten beweglichen Keil. Der Durchmesser des Prefswasser-Kolbens des Königsstuhles ist so bemessen, dafs derselbe mit auf 50 Atm. gespanntem Druckwasser allein die Brücke noch nicht tragen kann; dazu sind noch die Kolben der beiden Druckwasser-Pressen *B*, der sogenannten Schaukelpressen (Fig. 58 *a*, *b* u. *g*) erforderlich. Soll die Brücke ausgedreht werden, so werden die Kolben *A* und *B* um nur einige Millimeter gehoben, die Keile *C* gleichzeitig gezogen und das Auslafsventil des Kolbens *B* geöffnet; der Centralkolben *A*, unfähig, das ganze Gewicht zu tragen, sinkt auf seine tiefste Stelle und gleichzeitig wippt die ganze Brücke um den Querzapfen des Centralkolben *A*, da das Druckwasser unter dem Wippkolben *B* entweichen kann, infolge des Ballastes des kurzen Armes nach hinten. Die Brücke kann nun mittels der

[12]) Handbuch der Ingenieurwissenschaften, II. Bd., 3. Abt. 2. Aufl., Taf. III, Fig. 15[a].

Fig. 58.
Pollet-Drehbrücke in Dieppe (Frankreich).



Pressen *D* (Fig. 58 *a*, *b* u. *c*), durch Ketten, die über die Rollen *L* (Fig. 58 *a* u. *b*) und um den mit der Brücke fest verbundenen Gufskranz laufen, ausgedreht werden. Die lotrechte Bewegung des Kolbens *A* ist nur 15 mm, sodafs selbst beim Bruch des Königsstuhles kein gröfserer Unfall herbeigeführt und die Centralpresse leicht ausgewechselt werden kann. Von den Drehkolben *D* ist immer nur der eine unter Druckwasser, beim anderen ist gleichzeitig das Ablafsventil geöffnet. Der Lauf der ausgedrehten Brücke findet durch die Anschlagpuffer *G* (Fig. 58 *k* u. *b*, wobei in Fig. *b* nur der für die einschwenkende Brücke dienende Puffer zu sehen ist) seine Begrenzung.

Durch Einlassen von Druckwasser gleichzeitig an beiden oder nur an einem Ende des Drehcylinders *D* kann man sehr verschieden grofse Kräfte auf den Drehkolben ausüben und ist man durch einseitigen, auf den vollen Kolbenquerschnitt wirkenden Prefswasser-Druck befähigt, die Brücke auch gegen sehr starken Wind zu drehen.

Beim Versagen der hydraulischen Centralmaschine im Hafen kann die Brücke durch eine aufgestellte Hilfspumpe nebst Kraftsammler im Dienst erhalten werden. Zu einem einmaligen hydraulischen Öffnen und Schliefsen sind 2 bis 3 Minuten, im Notfall mit geübten Maschinisten nur 1½ Minute erforderlich.

Die zulässige Beanspruchung des eisernen Überbaues war auf die bis zum August 1891 in Frankreich für Brücken allgemein übliche Grenze von 600 **kg/qcm** festgesetzt, erreichte jedoch rechnungsgemäfs bei der Fahrbahntafel nur 568, bei den Hauptträgern 583 **kg/qcm**.

Gewichte und Kosten. Walzeisen 422,8 **t** und 121 600 M.; Schmiedearbeit 6 **t** und 2680 M.; Stahlplatten 17,1 **t** und 8220 M.; Gufs (Ballast) 233,4 **t** und 26 850 M.; Eichenholz 20 **cbm** und 2950 M.; Holz verschiedener Gattung 633,3 **qm** und 4730 M.; Hauptquerträger 40,3 **t** und 14 360 M.; zusammen 181 390 M. Ferner Mauerwerk 72 900 M.; der vollständige Mechanismus 155 200 M. und die allgemeinen Kosten 20 100 M., giebt als Gesamtsumme 429 590 M. (100 Frs. = 81 M.).

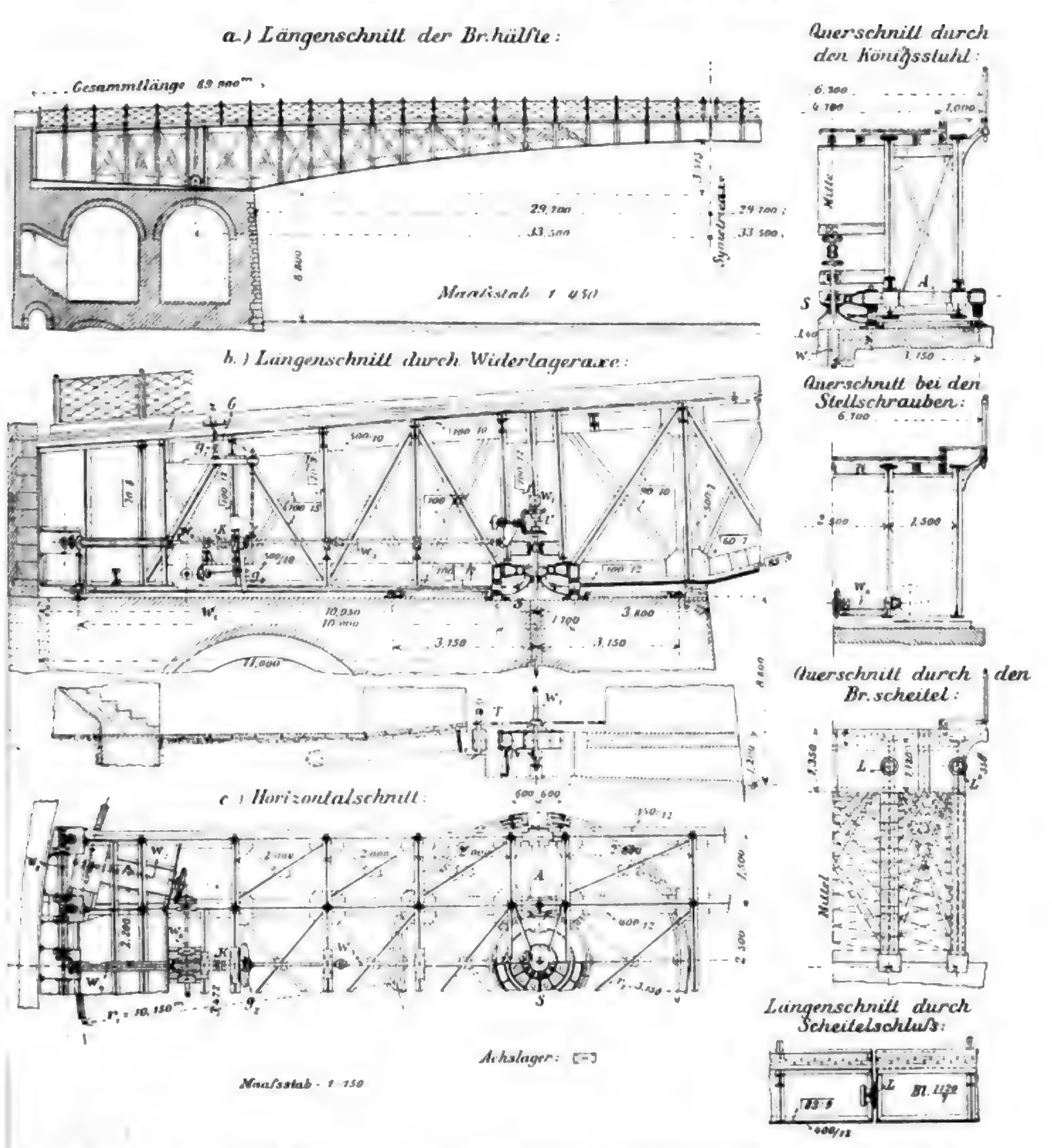
b. Drehbrücke über den Hafen in Tarent (Italien) [Litt. 5].

Diese 89,90 **m** lange Strafsendrehbrücke, deren Gesamtanordnung und Hauptabmessungen aus der Fig. 59 ersichtlich ist, hat ihr Vorbild in der wesentlich längeren Penfeld-Brücke im Hafen von Brest[13]) und besteht aus 2 fachwerkartig ausgebildeten Kragarmen mit gekrümmten Gurtungen (Halbmesser 989, bezw. 160 **m**); jeder der beiden Kragarme dreht sich unabhängig vom andern um einen Dorn *S*, dessen lotrechte Axe 3,8 **m** hinter Uferwand liegt. Das Hauptgewicht der Brücke wird dabei durch diesen Dorn und die von den beiden Stahlaxen *A* (Fig. 59 *a* u. *c*) getragenen Räderpaar aufgenommen, wobei letztere auf einem gufseisernen Laufkranz von 6,3 **m** Durchmesser laufen. Ein Kranz kleiner cylindrischer Rollen mit lotrechter Axe am Kopfe des Dornes, sich an letzteren stützend, gewährleistet die centrale Lage der sich drehenden Brücke, deren Sicherung gegen Windkräfte durch die kegelförmigen Gufseisenansätze *L* (siehe Fig. 59 rechts unten) im Brückenscheitel geschieht.

Der kleinere, durch Ballast niedergehaltene Arm ruht auf 4 Stellschrauben (in Fig. 59 *c* im Schnitt sichtbar), die beim Senken den Scheitel um 827 **mm** lotrecht heben, worauf die Brücke wagrecht ausgedreht werden kann. Diese beiden verschiedenen Bewegungen werden durch je eine kleine, centrisch unter Drehzapfen der beiden Brückenhälften befindliche Turbine *T* (Fig. 59 *b*) ausgeführt, wobei das Druckwasser der neuen, beim Brückenbau noch unfertigen städtischen Wasserleitung zu entnehmen ist. Es mufsten daher Behälter von 600 **cbm** Fassungsraum mit 22 **m** mittlerer Druckhöhe für einen zeitweiligen Betrieb aufgestellt werden. Die Turbinen entwickeln bei 950 **mm**

[13]) Handbuch der Ingenieurwissenschaften, II. Bd., 3. Abt. 2. Aufl., Taf. III, Fig. 2.

Fig. 59. *Drehbrücke über den Hafen zu Tarent (Italien).*



Durchmesser und 240 Umdrehungen in der Minute 14 Pferdekräfte und erfordern für einmaliges Öffnen und Schliefsen 150 cbm Wasser. Die Hauptwelle W_1 (Fig. 59 *b*) durchdringt centrisch den Dorn und überträgt mittels Zahnradgetriebe und Wellen die drehende Bewegung nach rückwärts derart, dafs die Wellen W_7 (Fig. 59 *c*), welche die Triebräder für die Drehung der Brücke tragen, nur mehr $2^1/_2$ Umdrehungen in der Minute ausführen. Weil nun das ganze wagrechte Gestänge die kleine Kippbewegung der Brücke mitmachen mufs, ist das Universalgelenk *U* (Fig. 59 *b*) nötig, um eine bewegliche Verbindung der Turbinenwelle W_1 mit dem Gestänge herzustellen. Auf der

Welle W_2 sitzen 2 ganz gleiche Kegelräder, durch deren Heben oder Senken die Verbindung der Welle W_2 mit dem Wellensystem W_3 bis W_7 hergestellt, und damit zugleich die Brücke nach der einen oder anderen Richtung in Drehung versetzt wird. Da überdies die Welle W_3 mit W_4 durch eine lösbare Kuppelung K (Fig. 59 *b* u. *c*) verbunden ist, kann nach Erfordernis die drehende Bewegung von W_1 durch W_4 auf W_8 übertragen werden, wodurch die bereits erwähnten 4 lotrechten Stellschrauben von 125 mm Durchmesser in 2 Minuten um 246 mm gehoben bezw. gesenkt werden; hierzu reicht eine Leistung von 7 Pferdekräften aus.

Die ganze Bewegung kann aber auch von Hand geschehen, zu welchem Zweck im rückwärtigen Teil der Fahrbahntafel bei Z (Fig. 59 *b*) eine Trommel eingesetzt wird, um das lotrecht stehende Getriebe G anzutreiben, durch das die drehende Bewegung des letzteren auf die wagrechte Hauptwelle W_3 übertragen, und von hier aus in der bereits beschriebenen Art nach der Welle W_7 oder aber nach W_8 übergeleitet werden kann. In dieser Weise können mittels durch die Trommel gesteckter Hebel 24 Mann die Kippbewegung in $12^1/_2$ Minuten, die Drehbewegung um 90° in $8^1/_2$ Minuten ausführen, während mittels der Turbinen dieselbe Leistung in $(2 + 1^1/_3 =)\ 3^1/_3$ Minuten bethätigt werden kann.

Bei Druckwasserbetrieb erfordert die vollständige Doppelbewegung 170 cbm Wasser.

Das Eigengewicht der 4 Hauptträger einschliefslich der Fahrbahntafel beträgt 4 t/m; die veränderliche Last 450 kg/qm. Das Gegengewicht wurde bei 30,1 m Länge des langen und 13,5 m des kurzen Armes zu 208,6 t berechnet und mit 266 t ausgeführt. Bei ausgedrehter Brücke kommen von dem Gesamtgewicht von 536 t auf die hinteren Triebräder 70,8 t, auf die zum Dorn konzentrischen Rollen und Radkränze 465,8 t. Bei eingedrehter Brücke verteilt sich das Gewicht auf die Stellschrauben (492,6 t) und die zahnförmigen Auflager am Widerlagerrand (Fig. 59 *b*) (81,2 t). Das Tragsystem ist, da die kegelförmigen Zapfen L im Scheitel keinerlei Kraft übertragen sollen, bezüglich der äufseren Kräfte statisch bestimmt, bezüglich der inneren Stabspannungskräfte der vollständig steif ausgeführten Doppelschrägen halber vielfach statisch unbestimmt. Befremdend ist die Verwendung der überaus schwachen Eisenstärken, z. B. der Anschlufs der kräftigen Schrägen an das nur 10 mm dicke Gurtungsstahlflacheisen, ohne Verstärkung desselben wenigstens nächst den Knotenpunkten, wodurch sehr bedeutende örtliche Überspannungen an diesen Anschlufspunkten auftreten müssen.

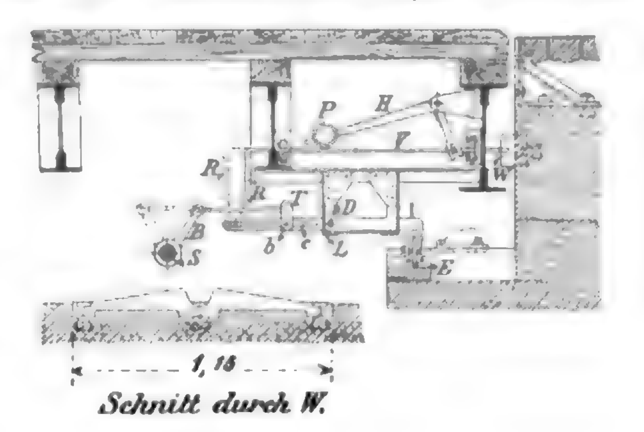
Gewichts- und Kostenangaben. Eiserner Überbau 342,20 t; Mechanismus mit der Brücke beweglich 50,14 t; feststehender Mechanismus 54,63 t; zusammen 446,97 t, einschliefslich des Gegengewichtes aus Gufseisen und Abfällen. Überbau 324 000 M.; Motor und Bewegungsmechanismus 36 450 M.; Wasserkraft mit Zuleitung 23 490 M.

c. Selbstthätige Riegelvorrichtung einer Drehbrücke über die untere Schelde bei Gent (Belgien) [Litt. 68].

An dieser, zum Durchdrehen eingerichteten Brücke mit 2 Lichtöffnungen von je 12,5 m Weite fehlen Pufferanordnungen, an deren Stelle die Brücke beim Eindrehen durch einen selbstthätig vorschnellenden Riegel zum Stillstand gebracht wird. Die Verriegelung wird beim Senken der Brücke selbstthätig gelöst und tritt wieder in Thätigkeit, sobald das Brückenende an einem der Landpfeiler anlangt. Auf der Welle S (Fig. 60), die zugleich Achse der Anhub- und Stützvorrichtung für die Endlager ist, sitzt der Winkelhebel B, den die mit der Nase T versehene Lenkstange bei Drehung der Welle mitnimmt. Die Nase T wird in der Nut des zweiarmigen Hebels C, der um die Axe D, welche mit dem eisernen Überbau fest verbunden ist, lotrecht drehbar ist, geführt. Das rechte Hebelende trägt das Laufrad E (in der Zeichnung für die geschlossene Brückenstellung dargestellt). Wird die Brücke gesenkt, wobei die Welle S sich nach

links dreht, so fafst die Nase T den Riegel R und bringt ihn in die Stellung R_1 (punktiert); dadurch wird der Riegel V aus der eingekerbten, im Widerlager befestigten Gufsplatte W gezogen und die Brücke zum Ausdrehen frei. Da durch das Zurückziehen des Riegels V das Gegengewicht P des Hebels H, das den Riegel V in die Stellung R zurückdrückt, gehoben wird, so löst beim Eindrehen der Brücke der Winkelhebel C beim Ansteigen des Rädchens E über die Keilfläche des Widerlagers die Nase T den Winkelhebel B aus der Stellung R_1 aus, der Riegel V wird durch P gegen das Brückenende geschoben und die Brücke derart wieder verriegelt.

Fig. 60. *Drehbrücke über die untere Schelde bei Gent. Selbstthätige Riegelvorrichtung.*



Litteratur

(nach der Zeitfolge geordnet, zugleich Quellennachweis).

Drehbrücken betreffend.

Die mit einem * versehenen Gegenstände fanden bereits nähere Besprechung.

1. Pont tournant d'Arenc de Marseille. Génie civil 1886/87, Bd. 10, S. 87 und G. Lebris, Les constructions métalliques, S. 248. — Eine von M. Barret im Hafen von Marseille ausgeführte ungleicharmige Strafsenbrücke, 8,8 m breit und 95,20 m lang (= 59,00 + 36,20 m) für eine lichte Durchfahrtsweite von 50 m.

2. Strafsendrehbrücke über den Mund des Zoll- und Binnenhafens von Mainz, 1887. Handbuch der Ingenieurwissenschaften, II. Bd., 3. Abt. 2. Aufl. S. 128, No. 16ᵃ und S. 133. Sie war zur Zeit ihrer Erbauung (1885/86) eine der gröfsten Drehbrücken in Deutschland. — Gleicharmig, 59,90 m lang, auf einem 10 m dicken, kreisrunden Drehpfeiler lagernd, ist sie zum Durchdrehen eingerichtet. Trägerhöhe in Mitte 6,5 m, über den Widerlagern 2,14 m. Die Fahrbahn liegt unten, ist 9 m (= 5,5 m Fahrweg und 2 × 1,75 m Fufswege) breit und mit Holzpflaster abgedeckt. Hauptträgerentfernung 9,3 m. Der Bewegungsmechanismus besteht aus dem Königsstuhl und 4 etwas federnden Führungsrädern in 4,12 m Entfernung von ersterem. Für das Heben und Senken, Ent- und Verriegeln der Brückenenden ist eine Vorrichtung angebracht, die nur eine Handhabung des die Brücke bedienenden Arbeiters erfordert. Das Heben und Senken erfolgt durch ein Kniehebelwerk, das ähnlich wie bei der Ludwigshafener Drehbrücke (siehe S. 20, Fig. 22) zwischen den doppelwandigen Endquerträgern angebracht ist und durch einen gemeinsamen Schraubenantrieb, der gleichzeitig die Brücke ent- und verriegelt, von Brückenmitte aus in Bewegung gesetzt wird. Beim Einschwenken der Brücke kommt eine Pufferung mit selbstthätiger Riegelung zur Wirksamkeit. Belastung 400 kg/qm und ein 18 t-Wagen mit 3 m Achsstand; zulässige Beanspruchung 700 kg/qcm. Eisengewichte: Hauptträger 76 t, Verspannungen 5,2 t, Fahrbahn 88,4 t, Fufswege 12,8 t, zusammen 182,4 t; hierzu die Drehvorrichtung 49,4 t und das Geländer 4,2 t. Kosten: Eisenkonstruktion 71 700 M., Holzpflaster 8500 M., Anstrich 900 M. und eine von der Festung verlangte Sperrvorrichtung 500 M., zusammen 81 500 M. Beachtenswert an der Hauptträgerdurchbildung ist der mittels Gelenkbolzen erfolgte Anschlufs des einfachen, symmetrischen Ausfüllungssystemes an die durchlaufenden Gurtungen, in der Absicht, die Nebenspannungen etwas herabzumindern. Entworfen und ausgeführt wurde die ganze Eisenkonstruktion von der Maschinenbau-Aktiengesellschaft Nürnberg (A. Rieppel).

3. Le nouveau pont tournant de la baie de Newark. Génie civil 1887, Bd. 11, S. 201, mit Abb. In einer 3 km langen Eisenbahnbrücke wird die Drehbrücke durch eine neue ersetzt und der Verkehr durch eine kleine 29 m Drehbrücke zeitweilig aufrecht erhalten. Nähere Mitteilungen hierüber.

4. Pont tournant de l'Abattoir. Port de Marseille. Portefeuille économ. des machines, Oppermann, 1887, S. 177, Taf. 47, 48 u. 49. Gleicharmige Strafsendrehbrücke, 73,80 m lang, je 30 m Lichtweite. Gekrümmter Obergurt: Höhen 4,35 und 2,60 m. Netzwerk aus Flacheisen, mit lotrechten Winkeln abgesteift. Fahrbahn 8 m breit, Hauptträgerentfernung 8,3 m. Die Druckwasser-Anhebevorrichtung stützt sich auf die Anwendung des Barret'schen Recuperateurs[14]), dessen Einzelheiten gegeben sind. Preis- und Gewichtsangaben fehlen. Diese Brücke war eines der letzten Werke des 1887 verstorbenen verdienstvollen französischen Ingenieurs Barret.
5. *Drehbrücke im Hafen von Tarent. Hierüber: G. Crugnola, Dei ponti girevoli, Turin 1888. 205 S. und 5 Taf. Enthält ausführliche Zeichnungen, auch Mitteilungen über die statischen Berechnungen obiger Brücke.
   M. A. Cottrau, Le grand pont tournant de l'Arsenal de Tarent. Nouv. annales de la constr. 1888, S. 1 u. Taf. I u. II.
   Weyrich, Die Drehbrücken neuester Konstruktion. Glaser's Annalen 1890, Bd. 27, S. 42, Taf. III, Fig. 1—5.
   Drehbrücke in Tarent. Schweiz. Bauz. 1890, Bd. 15, S. 62, mit Doppeltafeln.
6. Drehbrücke über den St. Louis-Strom bei Duluth. Deutsche Bauz. 1888, S. 135, Abb. S. 137. Gleicharmige, eingeleisige, 91,44 m lange Drehbrücke, 7,92 m Pfeilerdurchmesser, gekrümmter Obergurt 9,14 und 7,92 m hoch, Hauptträgerentfernung 4,8 m, Rollenkranz; Drehen und Endheben der Stützen von Hand vom Pfeiler aus. Gewicht der Eisenkonstruktion 195 t.
7. Eine selbstthätige Drehbrücke. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 518, mit Abb. Für kleine Kanalbrücken in dünn bevölkerten Gegenden (ohne Brückenwärter) in Amerika mehrfach ausgeführt. Die gleicharmige, 17,7 m lange, 4,57 m breite Brücke ruht auf einem Rollenkranz und läfst beiderseits 6,4 m lichte Durchfahrt frei; sie wird durch das einfahrende Schiff ausgedreht und gelangt nach dessen Durchfahrt infolge der Wechselwirkung zweier entgegengesetzt angespannter Federn wieder in die Ausgangsstellung zurück. 6 Abbildungen geben ein anschauliches Bild der Gesamtanordnung.
8. Tientsin swing bridge, China Railways. Engineer 1888 I, S. 89 u. 154, mit Abb. Zweigeleisige, gleicharmige Bahndrehbrücke, 46,72 m lang, Parallelträger, Höhe 3,67 m. Der Rollenkranz läuft oben und unten auf *malava*-Holz, das so hart wie Eisen; Verriegelung und Endauflagerung mit Keilen; die Eisenkonstruktion wurde in 68 Tagen ausgeführt. Gewichtsangaben fehlen.
9. Howe truss timber across the Williamette river (Oregon). Engineering 1888 I, S. 9, mit Abb. Die gleicharmige, 79,24 m lange Drehöffnung dieser Brücke ist 8,01 m hoch bei 5,89 m Entfernung der Hauptträger. Der Drehpfeiler ist ganz aus Holz, Zahnkranzgetriebe von Hand, Drehzeit 2 Minuten für 1 Mann, Gewicht der Brücke 3,28 t/m. Ganze Bauzeit der 186 m langen Brücke 5 Monate. Deutliche Zeichnung der Holzkonstruktion.
10. The Kentucky and Indiana bridge. Engineering 1888 I, S. 85, mit Abb. In der sehr langen, eingeleisigen Bahnbrücke, die aufsen auf Kragarmen noch je 2 Fahrwege trägt (insgesamt 14,33 m breit), ist ein gleicharmiges Drehöffnungsfeld von 110,64 m Länge und 14,15 m Höhe über Pfeiler eingefügt. Die Anordnung der Ausfüllungsstäbe des Hauptträgernetzes ist sehr abweichend von der in Amerika meist üblichen. Über zulässige Beanspruchung und angestellte Beobachtungen über Längenausdehnung der Träger durch die Sonnenbestrahlung werden eingehende Mitteilungen gegeben.
11. Pont tournant de Castletown (Ile de Man). Génie civil 1888, Bd. 13, S. 110, mit Abb. Kleine ungleicharmige Blechdrehbrücke von 9,12 m Länge, trägt auf einer 7,8 m breiten Holzfahrbahn ein Strafsenbahngeleise. Drehkranz- und Endkeilauflagerung mit Handbetrieb vom Pfeiler aus.
12. Drehbrücke im Hafen von New York. Railroad Gaz. 1888, S. 399. Gleicharmige eingeleisige Bahnbrücke von 150 m Länge, bei 4,8 m Hauptträgerentfernung. Gewicht 656 t.
13. Drehbrücke der Lake Erie-Eisenbahn über den Hackensack-Flufs. Railroad Gaz. 1888, S. 469. Die gleicharmige, 63 m lange, zweigeleisige Drehbrücke mit 9 m Hauptträgerentfernung lagert auf einem Rollenkranze von 11 m Durchmesser. Dampfbetrieb, 8pferdiger Dampfkessel.
14. *Drehbrücke über die Peene bei Loitz. Th. Janssen, Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 229, mit Taf. 30 u. 31.
15. *Die Hawarden-Drehbrücke über den Dee-Flufs. The swing bridge over the river Dee. Engineer 1889 II, S. 428, 452, mit Abb.

[14]) Handbuch der Ingenieurwissenschaften, II. Bd., 3. Abt. S. 67.

Pont tournant sur le Dee. Génie civil 1889/90, Bd. 16, S. 92, mit Abb., und 1893, Bd. 23, S. 23 u. Taf. II.

The Hawarden bridge over the river Dee. Engineering News 1892 II, S. 246, mit Abb.

H. Lavollay, Le pont sur la rivière Dee à Hawarden. Nouv. annales de la constr. 1893, S. 33 und Taf. 10 u. 11.

G. Lebris, Les constructions métalliques, 1894, S. 247, mit Abb.

16. The fort Madison bridge across the Mississippi (Jowa). Engineering 1889 II, S. 73, mit Doppeltafeln. Die gleicharmige Drehöffnung der eingeleisigen Bahnbrücke, mit beiderseitig auf Kragarmen angehängten 2,4 m breiten Fufswegen, ist 122 m lang und in ausgedrehter Stellung durch eine Holzkonstruktion vollständig geschützt. Hauptträgerform trapezförmig. Bahn unten. Sonstige nähere Angaben fehlen.

17. The new harbour works at Calais. Engineering 1889 I, S. 607, mit Abb. 4 ungleicharmige Strafsendrehbrücken mit Trambahngeleise, 2 grofse zu je 48,54 m (= 27,99 + 20,55 m) und 2 kleine zu je 35,74 m führen über die Schleusenhäupter der Hafenanlage; Fahrwegbreite 5,20 m, Breite zwischen den Geländerholmen 8,80 m; Hauptträgerentfernung 6,30 m. Die Hauptträger besitzen gerade Unter- und gekrümmte Obergurte und ein bezüglich der Wirkungsweise der inneren Kräfte äufserst unklares Ausfüllungssystem, halb Blechträger, halb Fachwerk mit lotrechten Ständern und doppelten, steif durchgebildeten Schrägstäben. Das Gesamtgewicht der grofsen Brücken beträgt 265 t, einschliefslich des Ballastes im Betrag von 45 t, das der kleinen 190 t (bezw. 30 t) und wird mittels Wasserdruckes angehoben und gedreht; die Maschinerie besteht aus dem Königsstuhl mit der Wasserdruckpresse (Glycerin als Druckflüssigkeit) von 50 Atm. Spannung und den Wipp-, Sperr- und Drehpressen. Für den Notfall ist Handbetrieb vorgesehen.

18. Die Drehbrücken im Bassin Bellot in Havre. Swing bridge at the port of Havre. Engineering 1889 II, S. 538, mit Abb., giebt ohne erläuternden Text die perspektivischen Abbildungen zweier sehr plump aussehender Drehbrücken (einer Blechbrücke und einer Fachwerksbrücke mit vierfachem, steif (⊔-Eisen) durchgebildetem Schrägensystem); ebendaselbst S. 619, mit Abbildung, die von Barret erbaute, 53,02 m (= 35,80 + 17,22 m) lange, ungleicharmige Strafsendrehbrücke mit engmaschigem Netzwerk der Hauptträger. Die Bedienung der Brücke, nämlich das Anheben, Kippen und Drehen erfolgt mittels Wasserdruckes, ähnlich wie bei der Pollet-Brücke; nur der Prefswasser-Königsstuhl ist in abweichender Art durchgebildet und wird dessen Dreh- und Hubkolben durch einen wagrechten Keil (1 : 10) mittels einer wagrechten Druckpresse von 1200 mm Hublänge gehoben und gesenkt.

M. Desprez, Port du Havre, ponts tournants (Bassin Bellot). Ann. des ponts et chaussées 1889 I, S. 35, mit Taf. 4, 5 u. 6, sehr eingehende Beschreibung.

Weyrich, Die Drehbrücken neuester Konstruktion. Glaser's Annalen 1890, Bd. 27, S. 28 u. Taf. I, Fig. 17—20. — Hieraus noch folgende Angaben: Fahrweg aus Holz (mit einem Bahngeleise in der Mitte) 4,62 m, Fufswege 2 × 1,27 m, Hauptträgerentfernung 7,72 m, Trägerhöhen 4 m und 2,60 m. Anhebevorrichtung: Das Brückengewicht beträgt 370 t, von denen, da Druckwasser unter den Hebekolben (920 mm) des Königsstuhles geleitet wird, nur mehr 18 t (wozu noch 50 t aus dem Eigengewicht des Drehzapfens und Cylinders kommen) auf die Reibungsfläche des bereits erwähnten wagrechten Stützkeiles, dessen Druckpresse beim Vorwärtsgang 180 t und beim Rückgang 145 t Kraft ausübt, treffen können. Gewichtsangaben: Eiserner Überbau 197,5 t Schweifseisen, 13,9 t Stahl; 118,5 t Ballast des kurzen Armes; hölzerne Fahrbahn 40,2 t. Bewegungsvorrichtungen: Drehzapfen, Keil und Zubehör 38,6 t; Drehcylinder und Zubehör 14,6 t; Stützrollen und Laufbahn 5,2 t; Lager 2,4 t und Steuervorrichtung und Rohrleitungen 4 t; zusammen 64,8 t. — Aufserdem waren noch für die Fahrbahntafel 16 cbm *pitch-pine*, 22 cbm Eichen- und 7,5 cbm Ulmenholz erforderlich.

19. The Drypool swing bridge, Hull. Engineer 1890 I, S. 4, mit Abb. Ungleicharmige Strafsendrehbrücke von 49,68 m (= 16,76 + 32,92 m) Länge mit geschweiften Obergurtungen; Höhen $h = 5{,}79$ m und 0 m; Hauptträgerentfernung 6,10 m. Der Drehpfeiler besteht aus 6 Cylindern von 2,44 m Durchmesser, jeder auf 200 t Tragkraft geprobt. Fahrbahntafel aus Holz mit 4 schmiedeeisernen Schienen gegen allzu rasche Abnutzung versehen. Die Brücke wird auf dem Rollenkranz mittels Wasserdruckes (49,2 Atm. Druck) gedreht. Gewicht der zu bewegenden Teile 480 t. Beim Schliefsen der Brücke laufen die Enden auf stellbaren Keilen auf. Selbstthätige Verriegelung. Die Steuerung erfolgt von der Brückenmitte aus.

Pont tournant de Drypool à Hull. Génie civil 1889/90, Bd. 16, S. 327, mit Taf. 30.

20. *Die Brücke über den Themse-Flufs in Neu London (Conn.) ist am eingehendsten behandelt in der Monographie: A. P. Boller, The Thames river bridge and approaches at New London (Conn.), erschienen in New York: 43 Seiten mit 12 Tafeln und vielen Tabellen über die Proben des verwendeten Herd- und Bessemerstahles.

    Pont tournant à double voie ferrée, Thames river, New London. Génie civil 1889, Bd. 15, S. 261, mit Abb.

    Foundations of the New London bridge pivot pier of the Thames river draw bridge. Railroad Gaz. 1890, S. 763, mit Abb. Beschreibung der Fundierung des Drehpfeilers mittels Holzcaissons auf Pfahlrost.[15])

    G. Lebris, Les constructions métalliques, 1894, S. 249, mit Abb.

21. Portes de garde du pont tournant de Point street à Providence (E. U.) G. Richou, Génie civil 1889, Bd. 15, S. 210, mit Taf. 16. Eine gleicharmige, 1872 gebaute Strafsendrehbrücke, 75 m lang, 11,07 m (= 7,35 + 2 × 1,86 m) breit, war für den gesteigerten Verkehr (bis 79 Drehungen täglich) zu sichern. Hierzu dienen Thore, die durch eine Dampfmaschine, die ohnehin für den Brückenbetrieb vorhanden war, geschlossen werden; das Öffnen erfolgt durch Gegengewichte mittels Drahtkabel (12,5 mm), welche gleichzeitig eine Signalvorrichtung stellen. Seit 1884 im Betrieb, hat der Mechanismus bis jetzt (1889) in Bezug auf Sicherheit und Betriebskosten gut entsprochen.

22. Eine Drehbrücke mit elektrischem Betrieb. Glasers Ann. 1890, Bd. 26, S. 191. Kurze Mitteilung über den Betrieb einer 54 m langen, 18 m breiten und 320 t schweren Drehbrücke in Bridgeport (Conn.) durch eine 7—8pferdige Dynamomaschine; Kraftübertragung durch Zahnräder; sie ist, soweit uns bekannt, die erste gröfsere Brücke mit elektrischem Antrieb.

    Zeitschr. d. Ver. deutscher Eisenbahn-Verwaltungen 1890, S. 452. Kurze Mitteilung desselben Inhaltes.

23. Die Kanalbrücke bei den St. Mary-Fällen (N. A.). Kemmann, Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 477, mit Abb. und Taf. 72. Eine 88,83 m lange, 10 m hohe gleicharmige Drehbrücke auf einem Rollenkranz (8 m) gelagert, überspannt mit einem Arm, an dem ein Klappenwehr angebracht ist, den Kanal; das Wehr wird in unbenutztem Zustand in wagrechter Lage so hoch gewunden, dafs der Kanalquerschnitt völlig frei bleibt. Die eigentümlichen Belastungsverhältnisse beim Eintauchen der Schützen und die Art, wie ihnen Rechnung getragen ist, wird näher besprochen. Die Brücke wird nicht verriegelt und durch 6 Mann von Hand gedreht.

24. *Eisenbahnbrücke über die Eider bei Friedrichstadt. Dreessen, Magens und Lesser, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1890, S. 585 und Taf. 14 u. 22.

25. *Die Baakenbrücke über den Magdeburger Hafen in Hamburg. Weyrich, Glasers Ann. 1890, Bd. 27, S. 45, mit Taf. III, Fig. 6—9.

    Weyrich, Die Baakenbrücke in Hamburg. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1895, S. 279, mit Abb. und Taf. 12—16. Genaueste Quelle zum Studium dieses Bauwerkes.

    Le pont tournant de Hambourg (Baakenbrücke). Génie civil 1895/96, Bd. 28, S. 390, mit Abb. und Taf. 25.

26. Die gröfste Drehbrücke im Hafen von New-York. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1890, S. 257, ohne Abb., giebt die kurze Beschreibung einer im Hafen von New-York im Bau befindlichen Drehbrücke von 148,95 m Länge und 656 t Gewicht, bei 4,8 m Breite. Zahnkranzgetriebe mit Dampfmaschinenbetrieb.

27. Draw bridge interlocking. Railroad Gaz. 1890, S. 20, mit Abb. Signalisierung und Verriegelung einer zweigeleisigen Bahndrehbrücke, bei der auf der einen Seite zwei, auf der anderen Seite noch ein Geleis abzweigt.

28. Signaling and interlocking of the Thames river draw bridge. Railroad Gaz. 1890, S. 106, mit Abb. Sicherung der zweigeleisigen Thames river draw bridge Bahnbrücke durch Signal- und Verriegelungsvorrichtungen.

29. Three lever machine for signaling and locking draw bridges. Railroad Gaz. 1890, S. 768, mit Abb. Enthält Einzelheiten einer derartigen Anordnung für eine zweigeleisige Bahn.

30. Appareil hydraulique pour la manoeuvre d'un pont tournant à Gand. Génie civil 1890/91, Bd. 18, S. 247, mit Taf. 23. Eine kleine, 40 m lange (dabei nur eine lichte Durchfahrt

---

[15]) S. 38 dieses Heftes.

von 17 m), 8 m Breite und 150 t schwere Strafsendrehbrücke (Blechträger) wird seit 4 Jahren durch eine kleine Turbine mit 3½ Atm. Druck nach dem System Dulait betrieben; die Übertragung (es mufs die Drehgeschwindigkeit von 200—250 Umdrehungen auf ¼ Umdrehung umgesetzt werden) wird durch Reibungskuppelungen mittels kegelförmiger Scheiben bewirkt. Der Wasseraufwand beträgt in 75 Sek., das ist die erforderliche Zeit für eine Drehung, 350 l = 0,035 Frs. Das Wasser hierzu wird der städtischen Leitung entnommen. Anzahl der täglichen Umdrehungen ungefähr 30 mal. Einrichtungskosten der ganzen Bewegungsvorrichtung 3240 M.

31. *Vorrichtung zur Herstellung eines genauen Schlusses der Drehbrücke bei Camp-Carnin. Lademann, Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 362, mit Abb.

32. The swing span and pivot pier of the Coteau bridge (U. S.). Engineering News 1891 I, S. 524, mit Doppeltafel. Eingehende Beschreibung der Endhebe- und Drehvorrichtung der eingeleisigen, 77,72 m langen Drehöffnung. Die Endhebung erfolgt durch eine Schraube ohne Ende von der Pfeilermitte aus durch Gestänge; die Drehung auf dem Rollenkranz wird, gesondert hiervon, mittels Zahnkranzgetriebe in üblicher Weise bewirkt. Handbetrieb. Die Beschreibung der Brücke selbst war im Aprilheft 1890.

33. *Carrying a cable railway across a draw bridge. Engineering News 1891 II, S. 296, mit Abb.

34. *Swing span of the Winona bridge (over Mississippi river). Engineering News 1891 II, S. 370, mit Tafel. Vollständiges Mafs- und Kräftenetz der Hauptträger.

35. *Note sur le pont tournant de Pollet (Dieppe). M. P. Alexandre, Ann. des ponts et chaussées 1891 II, S. 584, mit Taf. 66—68, giebt die eingehendste Schilderung dieser Brücke, einschliefslich der Berechnung der Bewegungsvorrichtungen.

The Pollet swing bridge. Engineer 1892 II, S. 95, 134, 148 u. 218, mit Abb.

Le pont tournant du Pollet. Ann. industr. 1892 I, S. 391, 453, 484 u. 517, mit Abb. und Taf. 27—30 u. 35.

Pollet bridge. Railroad Gaz. 1892, S. 631, mit Abb.

Gérard Lavergne, Pont tournant du Pollet, à Dieppe. Génie civil 1893, Bd. 23, S. 33, mit Abb. und Taf. 3.

36. *Swing bridge over the Glamorganshire canal. Max am Ende, Engineer 1891 II, S. 105, mit Abb. Eingehende Beschreibung; auch Angaben über die Zapfenreibung am Königsstuhl.

Pont tournant sur la canal du Glamorganshire à Cardiff. Génie civil 1891, Bd. 19, S. 324, mit Taf. 21.

37. *Bridge over the Snake river at Riparia, Washington. G. Morison, Engineering 1891 II, S. 526, mit Abb.

38. *The Clarence bridge at Cardiff (South Wales). Engineering 1891 I, S. 127, 185, 276, 332 u. 349, mit Abb. u. 2 Doppeltafeln. Sehr eingehende Beschreibung des ganzen Bauwerkes nebst Mitteilungen über Proben des verwendeten Schweifseisens, Stahles u. s. w.

Clarence. Engineering News 1891 I, S. 259, ohne Abb.

39. *The Manchester ship canal. Engineering 1891 I, S. 188, mit Abb. S. 190. Kurze Beschreibung der Strafsendrehbrücke bei Moorlane; siehe auch die frühere Tabelle, S. 26.

40. Pont et bassin du Sporweghaven (Hollande). M. E. Lippmann, Mém. de la société des Ing. civ. 1891 II, S. 700 u. 726, mit Taf. 51, Fig. 12 u. Taf. 52, Fig. 15 u. 30. Reisebericht. Kurze Beschreibung einer gleicharmigen Strafsendrehbrücke, 55,20 m lang, 8,90 m breit und 300 t schwer, mittels Zahnkranzgetriebes von Hand bewegt und einer der Rotterdamer[16]) ähnlichen Drehbrücke von 53,56 m Länge. Dessen Hauptträgergewicht wird mittels dreier 0,17 m dicker und 3,17 m langer Zapfen in nicht näher beschriebener Weise auf einen Königsstuhl übertragen. Beschreibung des Triebwerkes ohne weitere Gewichts- und Kostenangaben.

41. Swinging draw bridge by electricity. Railroad Gaz. 1891, S. 578, mit Abb. Beschreibung der Neueinrichtung für elektrischen Antrieb einer bislang mit Dampfkraft bewegten, 73,15 m langen, 17,98 m breiten und 800 t schweren, gleicharmigen Drehbrücke auf Rollenkranz (14,62 m). Die Zuleitung des elektrischen Stromes aus der ungefähr ¾ engl. Meilen entfernten Centralstation zu dem Drehpfeiler erfolgt durch unterirdische, doch im Notfall leicht erreichbare Kabel, die zu einem 25 pferdigen Motor führen, an dem der Bewegungsmechanismus angehängt ist. Die Steuerung bethätigt der Maschinist durch Handhebel von dem über dem Pfeilerfach aufgestellten Häuschen

[16]) Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Bd. II, 3. Abt., Taf. III, Fig. 9.

aus, in welchem ein Glühlicht brennt, zur Kontrolle, dafs der Strom auch richtig läuft. Es ist ferner eine Einrichtung getroffen, um den Drehsinn der Brücke wechseln zu können, ohne die Richtung des Hauptstromes ändern oder unterbrechen zu müssen. Die erforderliche Spannung für den elektrischen Motor beträgt ungefähr 500 Volt (ist aber wesentlich geringer zwischen den letzteren und der Centralstation) und die Stromstärke zum Drehen 35 Ampère. Die Hauptwelle kann jedoch im Bedarfsfall (Sturm) binnen 2 Minuten auch noch mit der Dampfmaschine verbunden werden. Als Vorzug der Neueinrichtung wird hervorgehoben, dafs gleich beim Anlaufen der elektrische Motor mit voller Kraft zur Wirkung kommt und ferner die Brücke sich ohne das bisherige Knarren und ohne Schwingungen glatt und ruhig dreht, auch in jedem Augenblick gebremst, und sogar in umgekehrter Richtung gedreht werden kann. Ferner entfällt bei Neuanlagen (ohne gleichzeitigen Dampfkraftbetrieb wie hier) das die Brücke belastende Gewicht, bestehend aus Dampfmaschine, Kessel, Wasser- und Kohlenbehälter u. s. w., sowie jede damit verbundene Verkehrsbelästigung durch Rauch und Schmutz.

42. The Liverpool overhead railway. Engineering 1891 II, S. 741, mit Abb. und Doppeltafel. Näheres dieser Drehzugbrücke S. 73 dieses Heftes.

43. *Cantilever supports for a swing span. Engineering News 1892 II, S. 441, mit Abb. (vergl. Fig. 36 auf S. 31).

44. *Competitive designes for a draw bridge over the Duluth ship canal. Engineering News 1892 II, S. 390, mit Tafel. Eingehende Besprechung der bemerkenswerteren Entwürfe dieses Wettbewerbes.

P. Crépy, Projets d'un pont mobile sur le canal de Duluth (E. U.). Génie civil 1892/93, Bd. 22, S. 101, mit Taf. 7.

45. Drehbrücke im Hafen von Bregenz. A. Oelwein, Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1892, S. 298, mit Fig. 10 auf Taf. 23. Kleine, ungleicharmige Drehbrücke von 30,77 m (= 12,67 + 18,10 m) Länge, Parallelträger, wird mittels eines Gangspilles zuerst gehoben und dann auf 72 Eisenkugeln (Patent Weikum) gedreht. (8 Mann in 10 Minuten.)

46. Eisenbahnbrücke über den Deime-Flufs. Schnebol, Centralbl. d. Bauverw. 1892, S. 333, mit Abb. Im Zuge dieser Brücke ist ein kleines Drehfeld (12,5 m Lichtweite), deren etwas abweichende Sicherungsanlagen näher beschrieben werden.

47. Harlem river bridge at 155. street, New York. Engineering News 1892 I, S. 256, mit Abb. und Ebendaselbst 1893 II, S. 199, mit Abb. Die gleicharmige, 125,45 m lange, 21,03 m breite (12,19 m Fahrweg und auf Kragarmen 2 × 3,2 m Fufswege) Strafsenbrücke ist, in der äufseren Erscheinung ähnlich der bereits beschriebenen Themse-Brücke in Neu London, in der Mitte 19,05 m, an den Enden 7,62 m hoch; deren Hauptträgerentfernung 13,26 m. Fahrbahn Beton und Asphalt auf Buckelplatten; Fufswege Asphalt. Das zu drehende Gewicht beträgt 2400 t und wird auf einen Doppel-Rollenkranz (12,32 m Dmr.) von je 64 Gufsstahlrollen übertragen. Dampfkessel, Maschine und Druckluftbehälter zu der mittels Druckwasser betriebenen Endhebe- und Bremsvorrichtung sind sämtlich im Raume unterhalb des Drehtisches untergebracht. Material weicher Stahl. Gesamtkosten 5250000 M.

Caisson for pier draw bridge; the 155. street viaduct and the 7. Avenue draw bridge, N. Y. City. Railroad Gaz. 1893, S. 20, mit Abb.

Haesler, Gründung der Drehpfeiler der 7. Avenue-Brücke in New-York. Centralbl. d. Bauverw. 1893, S. 465, mit Abb., behandelt die Luftdruckgründung des Drehpfeilers (18 m Durchmesser), der eine besondere Anordnung des Senkkastens, sowie des Pfeilers selbst aufweist.

Railroad Gaz. 1895, S. 302. Kurze Mitteilung über die am 1. Mai erfolgte Eröffnung.

48. *The Darling harbor bridge competition at Sidney, New South-Wales. Engineering News 1892 II, S. 298, ohne Abb. Polemik und Gründe, warum an dieser Preisbewerbung so wenig amerikanische Ingenieure sich beteiligten.

A floating swing bridge. Ebendaselbst 1893 I, S. 141, mit Abb. Ausführliche Beschreibung dieses Entwurfes.

49. Plate girder draw over the Dismal swamp canal. Engineering News 1892 II, S. 417, mit Abb. und Tafel. Diese zweigeleisige, ungleicharmige, 36,58 m (= 23,32 + 13,26 m) Eisenbahndrehbrücke wurde an Stelle einer alten Brücke errichtet. Gegengewicht 58,8 t aus Ziegelsteinen und Beton; Gesamtgewicht, einschliefslich des Gegengewichtes 200 t. Die 4 Hauptträger wurden, je einer zusammengenietet, 250 engl. Meilen weit mit der Bahn verschickt. Wandbleche der Hauptträger 2,08 m × 9,8 mm; Gurtungswinkel 137 × 114 × 9,5 mm. Deckflacheisen: 4 × 356 × 11 und 1 × 356 × 9,5 mm. Center bearing Auflagerung über Pfeiler (ähnlich Fig. 46 *d*, S. 36) und End-

auflagerung mittels Keilen, durch Zeichnung deutlich dargestellt. Handbetrieb durch einen Mann mittels 2 Antriebshebeln, von denen einer zum Endheben und Verriegeln, der andere zum Drehen dient. Materialverteilungsplan für die Hauptträger.

50. Fraser river bridge, Canadian Pacific railway. Railroad Gaz. 1892, S. 873, mit Abb. Hölzerne Drehbrücke.

51. The Madison street bridge. Railroad Gaz. 1892, S. 189, mit Tafel. Ausführliche Beschreibung der 60,04 m langen Strafsendrehbrücke (mit Trambahngeleise), sowie Darstellung der Bewegungsvorrichtungen. Hauptträgerentfernung 11,28 m; Fufswege 2 × 2,13 m auf Kragarmen aufserhalb der Hauptträger. Brückengewicht 375 t einschliefslich Drehtafel auf dem Rollenkranz; die Feststellvorrichtung ist, abweichend von der in Amerika meist üblichen, mit Federn versehen, welche beim Einschwenken pufferartig wirken. Kosten 220500 M. Die Brücke wird nur in festgestellten Zeiträumen, nach welchen sich die Schiffahrt zu richten hat, geöffnet.

52. Swing bridge for Kidderpore docks (Calcutta). Engineer 1892 I, S. 350, mit Abb. Ungleicharmige Blechträgerbrücke von 26,21 m (= 16,61 + 9,60 m) Länge, 1,68 m Höhe (Parallelträger) und 6,12 m Hauptträgerentfernung mit Durchfahrtsöffnung von 12,19 m. Rollenkranz. Am kurzen Arm 25 t Ballast. Endauflager: Keile mit den üblichen Kurbelgetrieben. Handbetrieb: 2 Mann $1^1/_2$ Minuten um 90°.

53. *End adjusting gear for draw bridge. Turner u. Warner, Engineering News 1892 I, S. 386, mit Abb. M. J. Patterson, Ebendaselbst S. 458, mit Abb. Beide machen Vorschläge, um durch eine besondere Art der Endauflagerung bezw. Endhebung statisch bestimmte Hauptträgersysteme zu erhalten; gleichzeitig wird der rechnerische Nachweis des ökonomischen Wertes dieser Anordnung erbracht.

54. Pont tournant de Duffel. Rev. gén. des chemins de fer 1892 I, S. 160, mit Abb. Es werden die bei dieser Brücke getroffenen Anordnungen, die zum Zwecke eines guten Schlusses der Schienenköpfe an den Brückenenden dienen, besprochen.

55. *The 520' span; Interstate bridge (Omaha). Engineering News 1893 II, S. 225, 410 und 448, mit Abb. und Tafel. Pile-driving by water jet, Ebendaselbst 1894 I, S. 316, mit Abb. Eingehende Mitteilung über die Gründungsart der Zwischenpfeiler mittels Wasserspülung. (Der Drehpfeiler wurde mittels Senkkasten ausgeführt.)

56. *The Harlem four-track draw bridge, New York Central and Hudson river Railroad. Railroad Gaz. 1893, S. 602, mit Abb. Eingehende Beschreibung dieser Brücke einschliefslich der Gründung des Drehpfeilers.

Harlem river draw bridge. Engineering News 1893 I, S. 559, mit Abb. und 1893 II, S. 167 u. 198, mit Abb.

The Harlem river four-track draw bridge. Engineering rec. 1896 I, S. 133, 184 u. 221, mit Abb.; bringt vollständige Spannungsnetze der Hauptträger, Einzelheiten des Drehtisches, der Endauflagerung u. s. w.

57. *The third Avenue bridge over the Harlem river. Railroad Gaz. 1893, S. 684, mit Abb. und Ebendaselbst 1895, S. 324, The pivot pier of the 3. Avenue bridge over the Harlem. Eingehende Beschreibung der Pfeilergründung. Die Mitte des Pfeilers ist unbelastet (Rollenkranz auflagerung) und daher hohl. Das Gewicht des Pfeilers beträgt ungefähr 8234 t; die Drehöffnung wiegt 1800 t; zusammen 10034 t Flufssohlenbelastung; dies giebt ungefähr 2,51 kg/qcm mittleren Bodendruck. Es folgen Angaben über Mischungsverhältnisse des Beton, Holzgattungen für den Senkkasten u. s. w. Letzterer, aus Holz und Beton bestehend, war achteckig, 6,10 m hoch mit 23,78 und 9,14 m eingeschriebenen Durchmessern, hatte Arbeitsräume für 60 Mann und wurde bis 15,24 m unter Hochwasser abgesenkt. Die neue Drehbrücke kommt an Stelle einer bereits bestehenden und mufs durchschnittlich 60 mal täglich geöffnet werden.

58. *An automatic end latch for swing bridges. Engineering News 1893 II, S. 118, mit Abb. Selbstthätiger Drehbrückenverschlufs. Centralbl. d. Bauverw. 1893, S. 400, mit Abb.

59. W. Ritter, Der Brückenbau in den Vereinigten Staaten Amerikas (Weltausstellungsbericht) 1894, S. 65. Mitteilung über eine 73 m lange, gleicharmige, zweigeleisige Drehbrücke, die durch einen Gasmotor in Bewegung gesetzt wird. (Für den Notfall Handbetrieb.) Drehzeit 1 Minute bei nur 4,2 Pf. Kosten; Anzahl der Drehungen bis zu 104 mal täglich. Die Brücke hat an den Enden keine Hebevorrichtung, sondern läuft beim Schliefsen glatt auf 8 festgelagerten Rollen, die in den ver-

schiedenen Jahreszeiten nur durch Unterschieben und Wegnehmen von Blechstücken geregelt werden. Diese Endauflagerung wird in Amerika häufig angewendet.[17])

60. *The Manchester ship canal; VII. The opening bridges und VIII. Barton swing aquaduct. Engineering 1894 I, S. 116—124, mit Abb. und 2 Tafeln. Ausführliche, durch viele Abbildungen erläuterte Beschreibung der Drehbrücken dieses Kanales, besonders der Barton-Kanal-Drehbrücke.

    Drehbare Kanalbrücke bei Barton (Manchester-See-Kanal). Deutsche Bauz. 1894, S. 407, mit Abb., enthält eine kurze, alles wesentliche enthaltende Beschreibung der Barton-Kanalbrücke.

61. *Turning and lifting machinery for 450' swing span (Alton bridge). Engineering News 1884 I, S. 488, mit Tafel. Zahlreiche Einzelheiten und schaubildliche Darstellung der Antriebsmaschine (Reibungskuppelungen).

62. *A 182' (= 55,47 m) span plate girder swing bridge. Engineering News 1894 II, S. 65, mit Tafel.

63. Pont tournant sur la Williamette, à Portland (Oregon). G. Lebris, Les constructions métalliques, 1894, S. 251, mit Abb. Die gleicharmige, 103,60 m lange, 12,19 m hohe Drehöffnung ist als Parallelträger ausgebildet und trägt über dem Untergurt ein Bahngeleise, in halber Höhe der Hauptträger eine Fahrbahntafel. Der 800 t schwere, stählerne Überbau ruht auf einem Rollenkranz und kann in einer Minute ausgedreht werden.

64. Pneumatische Gründung des Pfeilers einer Drehbrücke über den Nordsee-Kanal (Holland). Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1894, S. 1076, mit Abb. Luftdruckgründung eines Drehpfeilers von 8 m Durchmesser, bei welcher die Arbeitskammer aus einer Steinkuppel gebildet wird; genaue Beschreibung des Arbeitsvorganges und der mit letzterem beabsichtigten Vorteile; Angabe der Abmessungen, der Gewichte und der Gesamtkosten.

65. *Machinery for operating a 247' swing bridge by a Pelton wheel. Engineering News 1894 II, S. 266, mit Tafel.

66. West India dock improvement works. Engineering 1894 II, S. 539, mit Abb. Mit Wiederbenutzung der Teile einer zweigeleisigen, ungleicharmigen Drehbrücke (Parallelfachwerkträger mit doppelter, steifer Ausfüllung, Fahrbahn unten, Antrieb mittels Wasserdruckes vom Königsstuhl aus) wurde aus einer Brücke von 38,71 m eine von 46,38 m hergestellt, wobei die Höhe von 2,13 auf 3,35 m erhöht werden mußte.

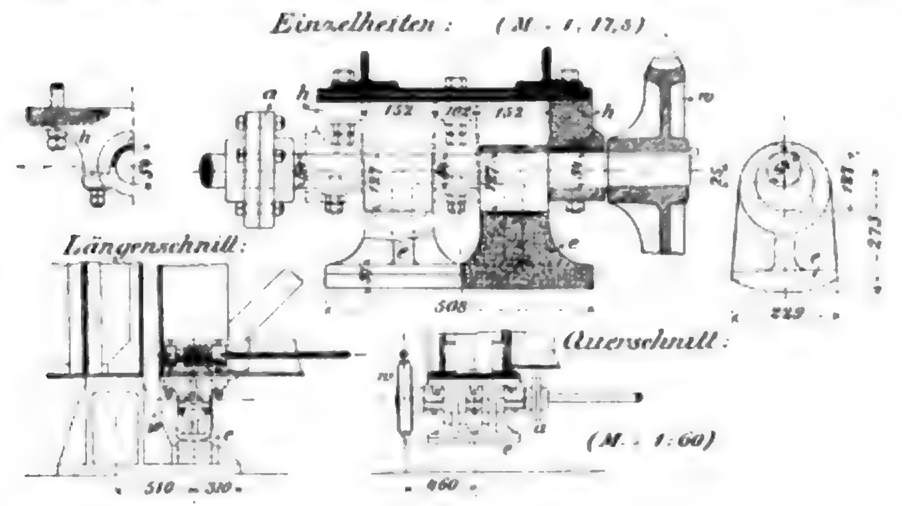
67. *Eine neue Abhebevorrichtung für Drehbrücken. Centralbl. d. Bauverw. 1894, S. 43, m. Abb.

    Passaic draw bridge; New York, Lake Erie and Western Railroad. Railroad Gaz. 1893, S. 865, enthält eine ausführliche Beschreibung dieser neuen Anordnung.

68. *Riegelvorrichtung an Drehbrücken. Centralbl. d. Bauverw. 1894, S. 490, mit Abb. Von Vanderlinden erfunden, für eine Drehbrücke über die untere Schelde bei Gent (Belgien) ausgeführt.

69. M. H. Warren, Engineering construction in iron, steel and timber 1894, London und New York, S. 322—332, mit 4 Tafeln. Der Entwurf einer gleicharmigen Strafsendrehbrücke von 46,46 m Länge und 5,48 m Fahrwegbreite, mit doppeltem Fachwerk von nicht begründeter, aufsergewöhnlich kleiner Trägerhöhe (in der Mitte 2,13 m) enthält nebengezeichnete Anordnung der Endauflager (Fig. 61), deren Wirkungsweise zwar sehr einfach und klar ist, die jedoch an dem Übelstand leidet, fortwährender Schmierung zu bedürfen, damit die Excenter-Auflagerscheibe *e* durch ihr Eigengewicht allein stets in lotrechter Stellung pendelnd gehalten wird.

Fig. 61. *Endauflager einer Strafsendrehbrücke. Entwurf.*



[17]) Johnson, Bryan, Turneaure, Theorie and practic of modern framed structures, New York 1893, S. 365, Fig. 394.

70. **Plate girder swing bridge over the Bronx river, New York City.** Paterson, Engineering News 1895 I, S. 2, mit Abb. und Tafel. Die viergeleisige, gleicharmige, 53,56 m lange, vollwandige Drehöffnung besitzt 3 Hauptträger in je 8,68 m Entfernung und wiegt 550 t. Fahrbahn unten. Die oberen Hauptträgergurtungen sind nach einem Halbmesser von 338 m gekrümmt. Eingehende Beschreibung des Rollenkranzes, des ziemlich verwickelten Endhebe- und Verriegelungsgetriebes, das von dem Maschinenhaus aus, welches auf einem besonderen Aufbau über der Brückenmitte steht, gesteuert wird. Für den Notfall Handbetrieb. Der Antrieb erfolgt durch einen elektrischen Motor von 25 nominellen (43 garantierten) Pferdekräften, wobei der Strom der Stadtleitung entnommen wird. Die Proben ergaben folgendes Ergebnis: 1. Öffnen: Anlauf der Maschine, gröfste Kraft 29,7 HP.; Heben der Schienen und Ziehen der Endauflagerkeile 9,1 HP. und 30 Sek.; Ausdrehen der Brücke 19,3 HP. und 1 Min. 40 Sek. 2. Schliefsen: Anlauf der Maschine 36,3 HP.; Eindrehen 20,8 HP. und 1 Min. 50 Sek.; Niederlassen der Schienen und Festlegen der Keile 8,9 HP. und 30 Sek. Material des Überbaues mit wenigen Ausnahmen Schweifseisen. Durch nachträglichen hellen, grauweissem Anstrich wurde die durch die Wärmestrahlung der Sonne hervorgerufene Ausbiegung der Gurtung von 9,5 mm auf die Hälfte herabgemindert.
71. ***Double swing bridge at Columbus, Cleveland (Ohio).** Engineering News 1895 II, S. 82, mit Abb. und Tafel. Sehr eingehende Beschreibung mit zahlreichen Abbildungen.
72. **The Sioux City bridge.** Engineering News 1895 II, S. 370, mit Abb. Die von Waddell entworfene gleicharmige, 143,26 m lange Drehöffnung dieser 455 m langen Brücke trägt ein Geleise, 2 Fahr- und 2 Fufswege und wiegt 1360 t. Die ganze Brücke wurde in der Zeit vom 8. September bis 28. Oktober aufgestellt.
73. **The new Delaware river bridge of the Pennsylvania Railroad.** Railroad Gaz. 1895, S. 216, mit Abb. Entwurf einer Bahnbrücke. Das gleicharmige Drehfeld der zweigeleisigen Bahnbrücke ist 98,45 m lang, 18,29 m in der Mitte hoch. Jede Hälfte der Hauptträger ist in drei aufsergewöhnlich grofse Hauptfache von 16,3 m Länge, die für die Aufhängung der Fahrbahn in 8,15 m-Fache untergeteilt sind, zerlegt. Die Auflagerung über dem Drehpfeiler erfolgt, abweichend von der üblichen, durch einen Königsstuhl und Keile an den Enden der Drehpfeilerquerträger. An den 4 Enden der Hauptträger kann ein Gegendruck von je 50 t geleistet werden, der durch unmittelbar wirkende Schrauben ausgeübt werden soll; bei der Ausführung werden statt ihrer vielleicht Keilvorrichtungen oder mittels Wasserdruckes betriebene Winden angeordnet. Es werden die näheren Bedingungen mitgeteilt, in welchen als Öffnungszeit 1 Minute, als Material für die Hauptträger mittelweicher, für die Fahrbahntafel weicher Stahl vorgeschrieben ist. — Ebendaselbst S. 550: Kurze Mitteilung über einen Unfall bei der Gründung des Drehpfeilers, durch Losreifsen und Fortschwimmen des Senkkastens desselben.
74. ***Die Drehbrücken des Nord-Ostsee-Kanales (Kaiser Wilhelm-Kanal).** Loewe, Festschrift zur Eröffnung des Nord-Ostsee-Kanales, 1895, S. 30, Brücken und Fähren, mit Taf. 14 u. 15.

    B. Gerdau, Die Drehbrücken über den Nord-Ostsee-Kanal. Stahl und Eisen 1895 I, S. 190, mit Abb. und Taf. 4.

    Reverdy, Bauausführung des Nord-Ostsee-Kanales, mit kurzen Erläuterungen. II. Lief. Taf. 70, 77 u. 96.

    Fr. Eiselen, Der Nord-Ostsee-Kanal (Brücken). Deutsche Bauz. 1895, S. 173, mit Abb.

    Sympher, Die Vollendung des Nord-Ostsee-Kanales. Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 272, mit Abb.

    Koch, Die Drehbrücken über den Kaiser Wilhelm-Kanal. Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 69, mit Abb. und 2 Doppeltafeln 14/15 u. 16/17. Eingehendste Beschreibung in deutscher Sprache.

    North-East-Sea Canal. Engineering 1895 II, S. 234, mit Doppeltafel. Eingehendste Beschreibung in englischer Sprache.

    Railway swing bridge over the Baltic Canal at Rendsburg. Engineer 1895 II, S. 127, mit Abb. und S. 142, ohne Abb., woselbst letzterer Brücke mit den Worten: „Sie sticht durch ihre gefällige Leichtigkeit gegen die bei uns gebauten Drehbrücken ab“, eine schöne Anerkennung ausgesprochen wird.
75. ***Drehbrücke mit Druckwasserbetrieb im Ruhrorter Hafen.** Beyerhaus, Zeitschr. f. Bauw. 1895, S. 537, mit Taf. 69—71.
76. **Prahm-Drehbrücke in Holtenau.** Sympher, Die Vollendung des Nord-Ostsee-Kanales. Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 273. Kurze Mitteilung, dafs diese Brücke nach den Angaben des Geh. Baurats Fülscher nach ganz neuer Anordnung gebaut wurde.

Deutsche Bauz. 1895, S. 175. Kurze Bemerkung.

The hydraulic swing bridge over the North-East Canal. Engineering 1895 II, S. 238. Fragliche Brücke (prame bridge) besteht aus 2 Flügeln, jeder in einem Boote schwimmend, die im geschlossenen Zustand einen stumpfen Winkel bilden; sie wird durch Petroleummotoren betrieben. Weitere Mitteilungen über dieses beachtenswerte Brückensystem wurden leider nirgends veröffentlicht.

77. Drehbrücke über die Lothse bei Harburg. Schelten, Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 275, mit Taf. 36. Die 38,44 m lange Drehbrücke (2 Durchfahrten von je 15 m) ist als Blechträger mit wagrechtem Ober- und geknicktem Untergurt nach Schwedler's System ausgebildet. Trägerhöhe 1,50 m bezw. 1 und 0,82 m. An die 5 m breite Fahrbahn schliefsen, auf Kragarmen lagernd, 2 Fufswege, je 1,50 m breit; erstere aus Kieferntragbohlen (12 cm), darauf Holzpflaster aus *pitch-pine*-Klötzen (10 cm); letztere aus kiefernen Bohlen (5 cm). Der Eisenüberbau wurde aus basischem Martin-Siemens-Flufseisen hergestellt; Gewicht desselben, ausschliefslich aller Maschinenteile, 66,5 t, Belag 53,5 t, insgesamt 120 t. Am einen Ende ist eine selbstthätig wirkende Einklinkvorrichtung mit Puffer, die vor Beginn der Drehung mittels Hebelzuges auszuschalten ist, angebracht. Als Motor dient eine zweipferdige Gaskraftmaschine, bezw. doppeltes Vorgelege mit Handbetrieb. Die Maschinenanlage befindet sich in einem gufseisernen Gehäuse über dem Drehpfeiler, wasserdicht abgeschlossen und ist mit 15 seitlichen und 8 Oberlicht-Fenstern versehen. Der Maschinist wird durch den Hafenaufseher befehligt, während an jedem Brückenende ein Mann die Sperrketten zu schliefsen und den Landeverkehr zu überwachen hat. Eine vollständige Brückenbewegung erfordert 260 Sekunden. Die Mittelstütze der Hauptträger ist um 15 mm überhöht. Kosten: Eiserner Überbau 26900 M., maschinelle Einrichtung 17000 M.

78. Swing bridges in the port of Marseilles (de la Joliette). Engineering 1896 I, S. 709, mit Abb. Es wird eine kurze Übersicht über die im Hafen ausgeführten beweglichen Brücken gegeben und besonders der in neuerer Zeit ausgeführten Erwähnung gethan. Die im Handbuch der Ingenieurwissenschaften, II. Bd., 3. Abt. S. 124 unter No. 31 aufgeführte und auf Taf. III, Fig. 23 nur in Linien dargestellte Strafsen- und Bahnbrücke wird an der Hand deutlicher Zeichnungen, besonders des mittels Wasserdruckes beweglichen Drehzapfens, eingehend beschrieben.

II. Klapp-, Schaukel- und Faltbrücken.

Eine Gruppierung der soeben genannten Brückengattungen nach Ländern, ähnlich wie sie für Drehbrücken aus Gründen, deren Zweckmäfsigkeit der am Schlufs des vorliegenden Heftes gegebene Vergleich der verschiedenen Systeme neuerer beweglicher Brücken darthun dürfte, durchgeführt wurde, ist hier nicht nötig, da einerseits das System der gewöhnlichen Klappbrücken nicht neu ist, sondern blofs durch die aufsergewöhnlichen Abmessungen, sowie die Art und Weise seiner Verwendung bei der Tower-Brücke in London wieder hervorragende Bedeutung erlangt hat, andererseits die neuen Systeme der „Falt- und Schaukelbrücken" Anordnungen zeigen, die, in den Vereinigten Staaten Nord-Amerika's sowohl erdacht, als auch konstruktiv durchgebildet, bisher daselbst allein ausgedehnte praktische Verwendung gefunden haben.

a. Die Tower-Brücke über die Themse in London [Litt. 2].

Fig. 62 zeigt die Hauptabmessungen dieses aufsergewöhnlichen Bauwerkes, dessen Beschreibung, sollte der Rahmen des vorliegenden Heftes nicht erheblich überschritten werden, auf das knappeste gehalten werden mufste. Anhaltspunkte für eingehenderes Studium bietet der Litteraturnachweis.

Fig. 62. *Tower-Brücke über die Themse in London.*

Allgemeine Anordnung. Die fast genau 800 m lange Brücke gliedert sich in die beiden überwölbten Zufahrten (mitwirkend als Ankerungskörper der schrägen Endspannketten), die 2 festen Aufsenöffnungen (dreigelenkige, ungleichschenkelige Kettenfachwerke), die bewegliche untere Mittelöffnung (mit den beiden Klapparmen) und die durch einen leeren Zwischenraum getrennten (Fig. 62, Grundrifs) beiden oberen, festen Fufsgängerbrücken, welche als Kragträger (17,98 m) mit frei eingehängtem Mittelfeld (36,19 m lang) ausgebildet wurden. Zur Stützung der Aufsenöffnungen dienen die Stahltürme über den Widerlagern und Zwischenpfeilern, auf deren Köpfen die Kettenfachwerke wagrecht verschieblich aufgelagert sind, deren wagrechte Zugkraft zwischen den beiden Pfeilertürmen durch ein besonderes Zugglied, in Höhe des Untergurtes der Fufsgängerbrücke liegend, aufgenommen wird. Das gesamte Tragwerk ist allein an dem südlichen und nördlichen Brückenende mittels der schrägen Spannketten fest verankert, über allen Pfeilerauflagerpunkten wagrecht verschieblich angeordnet; es ist demnach nur für das Eigengewicht (symmetrische Belastung) bezüglich der Auflagerkräfte im Gleichgewicht; bei ungleichmäfsiger Belastung oder ungleicher Erwärmung tritt, da es statisch einfach überbestimmt und einfach verschieblich ist, eine Verschiebung der Auflager ein, die dadurch aufgehoben wird, dafs noch ein Gelenkpunkt des Tragwerkes durch einen besonderen Versteifungsträger festgehalten wird, indem durch letzteren eine unverschiebliche Verbindung des Scheitelgelenkes der südlichen Aufsenöffnung mit einem festen Punkte des südlichen Uferpfeilers hergestellt ist.[18])

[18]) Barkhausen, Die neue Brücke über die Themse in London. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1894, S. 518.

Die Fahrstrafsenbreite beträgt 10,67 m; beiderseits sind 3,73 m breite Fufswege; diese Mafse verringern sich für die beiden Klappteile, um deren Gewicht zu mindern, auf 9,75 m bezw. 2,59 m, insgesamt von 18,13 m auf 14,83 m. Bei geöffneter Brücke erfolgt der Fufsgängerverkehr auf den beiden oberen gesonderten Wegen, vermittelt durch die mittels Wasserdruckes betriebenen Aufzüge in den Pfeilertürmen. Bei geschlossener Brücke können, da das Verkehrsprofil durch die Portale auf 10,36 m eingeengt ist, die Fufsgänger um die Pfeilervorsprünge aufsen herumgehen.

Klappbrücken der Mittelöffnung. Jede Klappe besteht aus 4 in je 4,11 m Entfernung angeordneten Hauptträgern, die im wesentlichen je einen ungleicharmigen Hebel darstellen, der mittels einer Welle von 533 mm Durchmesser um diese drehbar aufgelagert ist. Der lange Arm bildet ein Bogenfachwerk mit trogförmigen Gurtungen und einfachem, steif konstruiertem Ausfüllungssystem, der kurze Arm einen Blechkasten, der mit 322 t Blei und 132 t Gufs derart gegengewichtet ist, dafs der Schwerpunkt des Gesamtgewichtes einer belasteten Klappe (1240 t) mit der Drehaxe zusammenfällt. Die Stützung der Hauptträger erfolgt während der Drehung durch Lagerschalen, die auf 8 gekröpften Kastenträgern befestigt sind; in diesen Lagerschalen dreht sich die obenerwähnte 533 mm starke Welle, welche mit den 4 Trägern fest verkeilt ist, mittels eines Rollenkranzes, der aus Rollen von 113 mm Durchmesser[19]) besteht; letztere Anordnung hat sich als nötig erwiesen, um die Reibung dieser Hauptwelle herabzumindern. Bei geschlossener Brücke ist obige, 25 t schwere Welle entlastet, die 4 Hauptträger ruhen auf festen Lagern an der flufswärts gelegenen Pfeilerseite und fassen mit dem Ende des kurzen Trägerarmes unter Lagerplatten der bereits erwähnten gekröpften Kastenträger am landwärts gelegenen Pfeilerrand. An den beiden Enden der durchlaufenden Welle sitzen Getriebe, die durch je 2 Druckwassermaschinen bewegt werden; die Drehung der Klappen selbst wird durch Zahnbogen (einen Viertelkreis umfassend), die auf den äufsersten Hauptträgern befestigt sind (Fig. 62, Längenschnitt), bewirkt.

In der Mitte der Mittelöffnung verhindern 127 mm starke Riegel, die durch Brückenwärter vom Pfeiler aus mittels Wasserdruckes gesteuert werden, ungleichmäfsige elastische Bewegung der beiden Klappbrücken bei einseitiger Verkehrsbelastung. Der Schlufs der Fahrbahntafel wird lediglich durch möglichst enge Ausbildung der lotrechten Fuge in der Fahrbahntafel und oberen Abschlufs derselben durch eine wagrechte, um ein Scharnier drehbare Platte herbeigeführt. Bei den Zwischenpfeilern liegt die Fuge aufserhalb der Drehachse und konnte daher nicht mehr lotrecht gestaltet werden. Der Abschlufs erfolgte durch eigens geformte, jedoch einfache Gufskasten und oben mit wagrechten Platten in Scharnieren.[20]) Die Anordnung für die Aufsenöffnungen, unter dem Scheitelgelenk der Kette und unter den Pfeileranschlufspunkten, ist in anderer Art (nur wagrecht verschieblich) getroffen worden.[21])

Das Einbringen der Klappen war eine sehr schwierige Arbeit, infolge der aufsergewöhnlichen Gewichte der einzelnen Stücke. Die Fahrbahntafel der Klappen ist abweichend wie bei den Aufsenöffnungen ausgebildet, Fufs- und Fahrweg sind mit aufwärts gewölbten Buckelplatten abgedeckt und hierauf ruht die Holzpflasterung.

Die Klappen erhielten durch die in 3,66 m Entfernung eingesetzten Querträger, sowie durch steife Kränze zwischen diesen und den Hauptträgern, und durch die Buckel-

[19]) J. E. Tuit, The Tower bridge. London 1894. S. 86, Fig. 50.
[20]) Barkhausen, Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1894, S. 544, Fig. 72.
[21]) J. E. Tuit, S. 92, Fig. 63.

plattenabdeckung eine sehr grofse seitliche Steifigkeit. Bei den Aufsenöffnungen wurde von der Anordnung eines eigentlichen Windverbandes abgesehen und die steife Durchbildung der Fahrbahntafel genügend wirksam erachtet.

Ausrüstung mit Maschinen und Betrieb der Brücke. Während bestimmter, von den Behörden festgesetzter Zeiten mufs die Brücke dauernd geöffnet bleiben. Das Öffnen und Schliefsen der Klappen (bei 914 mm Randgeschwindigkeit derselben), sowie die Durchfahrt eines Schiffes benötigt je 1 Minute, sodafs die Störung des Strafsenverkehrs, einschliefslich Leeren der Klappen, für 1 Schiff 5 Minuten dauern wird. Der Schiffsverkehr hat vor dem Strafsenverkehr stets den Vorzug.

Die ganze Maschinenausstattung, einschliefslich Kesselanlage, Pumpen, Leitungen, Druckwassersammler u. s. w. ist doppelt vorhanden. Die Dampfpumpmaschine für den Antrieb der mittels Wasserdruckes wirkenden Bewegungsmaschinen sind wagrechte Tandem-Verbundmaschinen von 360 Pferdekräften. Der zweite Maschinensatz läuft immer leer, damit er in jedem Augenblick, auch während des Ganges, eingeschaltet werden kann. Die Steuerung der Brücke erfolgt zweifach: 1. mittels Hebel durch den Brückenwärter, und 2. selbstthätig, um Unfällen infolge von Irrungen des letzteren vorzubeugen. Überdies sind Druckwasserpuffer thätig, ähnlich wie sie sich bei 100 t-Geschützen mit 1,22 m Rücklauf bewährt hatten; von deren Leistungsfähigkeit wird jedoch, bei 1524 mm/Sekunden Randgeschwindigkeit der Klappen, nur $^1/_5$ ausgenutzt.

An jedem Ende der beiden Brückenpfeiler befinden sich Wärterstuben, von welchen aus die Steuerung der Klappbrücken bethätigt wird und in denen die Wärter durch selbstthätig wirkende Vorrichtungen Kenntnis erhalten: 1. Von der Klappenstellung, 2. von der Geschwindigkeit und dem Gang der Antriebsmaschine, 3. von der Stellung der Druckwassersammler und 4. von der Stellung der 4 Brückenriegel in der Brückenmitte. Vor der Öffnung der Brücke wird in den Pfeilertürmen die Strafse mittels einer Kette durch einen Polizeimann gesperrt; erst wenn die Kette in einen Haken eingehängt ist, kann der Hahn geöffnet werden, der Druckwasser zu einem Spanncylinder für die Kette zuläfst, wodurch allein die Steuerhebel in den 4 Wärterstuben entriegelt werden. Nachts wird die Brückenstellung durch besondere Lampen kenntlich gemacht. Da die Hauptwelle nur rollende Reibung zu überwinden hat, infolge der früher beschriebenen Anordnung der Rollenlager, sind die Widerstände beim Öffnen der Brücke sehr gering; bei einem Winddruck von 273 kg/qm, der einer Kraft von 142 t mit 17 m Hebellänge wirkend entspricht, können die Maschinen den erzeugten Widerstand noch in 1 Minute bewältigen; auch die Aufhebung der lebendigen Kraft am Schlusse der Bewegung erfolgt mit geringem Kraftaufwand.

4 Kessel von 2,3 m Durchmesser und je 9,14 m Länge sind in einem Gewölbe in der südlichen Zufahrt aufgestellt; in einer anderen befinden sich die Kohlenlager, durch ein Schmalspurgeleise mit dem Ufer verbunden. Zwei weitere Gewölbe enthalten die Pumpen, deren jede 2 Hochdruckcylinder von 482 mm und 2 Niederdruckcylinder von 940 mm Durchmesser und 965 mm Hub besitzt. Die Taucherkolben dieser Pumpen haben denselben Hub bei 197 mm Durchmesser. In einem besonderen Gebäude, auf der einen Seite dieser Zufahrt, steht das Haus für die Druckluftsammler von 508 mm Durchmesser und 49 bis 56 Atm. Spannung. Von hier aus wird das Druckwasser durch 2 Leitungen von je 152 mm Durchmesser zum südlichen Pfeilerturm und von hier unter der Fufsgängerbrücke bis zu den hydraulischen Maschinen des nördlichen Pfeilerturmes geleitet; die Abwasser werden aus Gründen der Sparsamkeit, da die Benutzung des Themse-

wassers nicht statthaft ist, durch eine Leitung von 178 mm Lichtweite in das Kraftsammlerhaus zurückgeleitet.

Maschinelle Anordnung in einem der Zwischenpfeiler. Zwei völlig getrennte Maschinen, je eine in jedem der beiden Pfeilerköpfe, setzen die Hauptwelle mittels der Zahnbögen in Bewegung. Von diesen beiden Maschinen, von denen jede 2 Cylinder von 305 mm Hub und 190 mm Durchmesser des einen und 216 mm des anderen Cylinders besitzt, wird meistens nur die eine unter Druckwasser gestellt, alle beide gleichzeitig nur bei starkem Wind. Für die auf den Zahnbogen zu übertragende Kraft zur Überwindung aller Reibungswiderstände bei einem gröfsten Winddruck von 273 kg/qm genügen 190 t. In jedem Pfeilerkopf ist unter der Maschine zur Druckausgleichung je ein Kraftsammler (559 mm Durchmesser) aufgestellt; durch eine auf dem Boden des kurzen Trägerarmes geführte Leitung sind letztere miteinander verbunden.

Personenaufzüge in den Pfeilern. In jedem Pfeilerkopf sind, von aufsen zugänglich, zwei mittels Wasserdruckes betriebene Aufzüge mit Fassungsräumen von (4,27 m lang, 1,67 m breit und 2,74 m hoch =) 19,5 cbm Inhalt, die durch 4 Drahtseile von 32 mm und 2 Drahtseile von 23 mm Durchmesser geführt werden. Alle Seile laufen über Seilscheiben von 1,30 m Durchmesser, wobei die 2 dünneren das Bleigegengewicht für die leeren Kabinen tragen, die 4 stärkeren über Flaschenzugscheiben von 914 mm Durchmesser gehen, die mit den 254 mm starken, lotrechten Kolben der Druckwassercylinder verbunden sind. In einer Stunde können 25 Hübe von 33,5 m ausgeführt werden.

Massen, Kosten und Allgemeines. Für den vollständigen Bau, 800 m lang, bei einer gröfsten Turmhöhe von 89,3 m über der Gründungslagerfläche, wurden verbraucht: 6650 cbm Granit und Haustein, 21 600 t Cement, 53 500 cbm Beton, 31 Mill. Backsteine, 14 450 t Eisen, Flufseisen, Stahl und Gufs und 590 t Blei.

Die Kosten betrugen (nach Barkhausen):

End- und Zwischenpfeiler bis 1,22 m über Hochwasser	2 650 000 M.
Nordrampe, einschliefslich Ankerträger	1 065 000 „
Gufseisengeländer der Nordrampe	113 000 „
Südrampe, einschliefslich Ankerträger	774 000 „
Druckwassermaschinen-Anlage	1 720 000 „
Eisen und Stahl des Überbaues	6 810 000 „
Mauerwerk der Pfeilertürme von 1,22 m über dem Hochwasser aufwärts	3 020 000 „
Pflasterung und Beleuchtung	612 000 „
insgesamt . .	16 764 000 M.,

oder 21 000 M. für 1 m Bauwerkslänge.

Die Betriebskosten wurden wie folgt veranschlagt: Maschinenbetrieb, einschliefslich 2 Brückenmeister für Tag- und Nachtdienst, 2 Maschinisten, 2 Heizer, 4 Brückenarbeiter und die Bedienung für die Aufzüge einschliefslich Kohlen und Verbrauchsgegenstände 32 320 M.; 8 Polizeibeamte 10 906 M.; Reinigung, Sprengen und Beleuchtung 12 605 M.; Ausbesserung und Anstrich 14 140 M.; Entwertung der Maschine (2%) 34 400 M.; zusammen 103 371 M. Die Brücke wurde im Juni 1894 dem Verkehr übergeben.

Material des eisernen Überbaues (Steel Co. of Scotland). Bruchfestigkeit 4200 bis 4950 kg/qcm bei 20% Dehnung auf 203 mm Länge. Den Stahlüberbau hatte die Firma Sir William Arrol, Glasgow übernommen.

Die Herstellung und der Einbau der Maschine war der Firma Sir William Armstrong, Mitchel & Co., Newcastle-on-Tyne übertragen worden.

Die Gründung der Mittelpfeiler und des nördlichen Landpfeilers wurde von J. Jackson, die des südlichen Landpfeilers von T. Webster, London ausgeführt.

b. Kippbrücke der Liverpooler Hochbahn [Litt. 1].

Im Februar 1893 wurde in Liverpool eine Hochbahn in Betrieb gesetzt, die in ihrer ganzen Ausdehnung in 4,2 m Lichthöhe über die Strafsenoberfläche geführt ist; in Strafsen, welche einem besonders schweren Verkehr dienen (Marinekesselverschickung u. s. w.) ist diese Höhe ungenügend und wurde ein entsprechender Verkehrslichtraum

durch die **Huddlstone** patentierten Schaukel- oder Kippbrücken (engl. *tilting bridge*, franz. *pont basculant*) gewonnen. Der ungleicharmige Hauptträger geht durchlaufend über zwei Öffnungsfelder; soll die Brücke geöffnet werden (Fig. 63), so dreht sie sich um die Angel des dazwischen liegenden Pfeilers, wobei der kurze Arm, der durch Ballast gegengewichtet ist, in eine Grube hinabsinkt; diese Grube ist zwar ein Übelstand, läfst sich jedoch bei der geringen Höhe der Hauptträger über der Strafse nicht vermeiden, da man mit den Längenabmessungen des kurzen Armes mit Rücksicht auf das Gegengewicht nicht unter gewisse Grenzen gehen kann. Die Bewegung der Brücke geschieht mittels Wasserdruckes mit den aus Fig. 63 (Einzelheiten bei *A*) ersichtlichen Vorrichtungen.

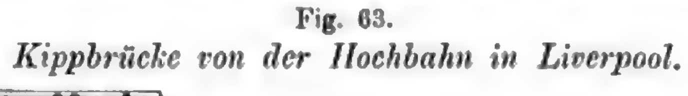
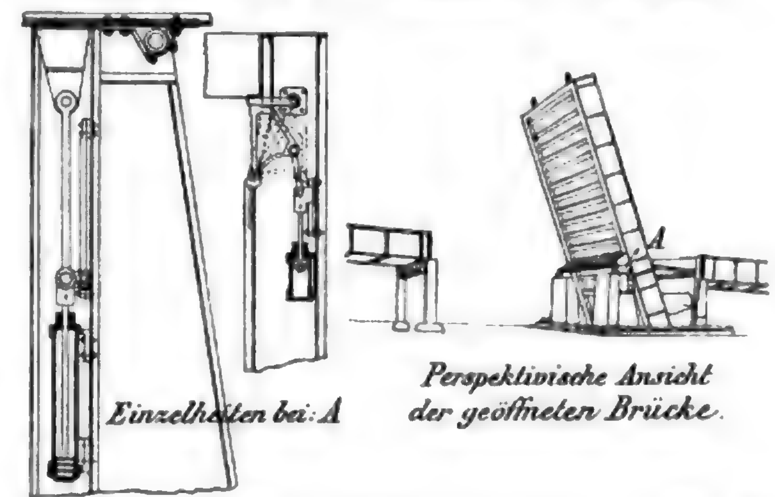


Fig. 63.
Kippbrücke von der Hochbahn in Liverpool.



Die erste Figur zeigt, in welcher Art durch den lotrechten, an dem Zwischenpfeiler befestigten, mittels Wasserdruckes bewegten Kolben die Brücke um die Angel am Kopf des Pfeilers gedreht wird (in Fig. 63 ist die Schlufsstellung der eingedrehten Brücke dargestellt); die zweite Figur stellt die Feststellvorrichtung des kurzen Armes an dessen Ende dar und zwar: mit ausgezogenen Linien die Stellung der Feststellklappe für den festgehaltenen Brückenarm und mit gestrichelten Linien für den zum Niedergehen ausgelösten Brückenarm.

c. Klappbrücke in der Van Buren-Strafse, Chicago (engl. *rolling lift bridge, rocking bascule bridge*, franz. *pont levis roulant*), [Litt. 6].

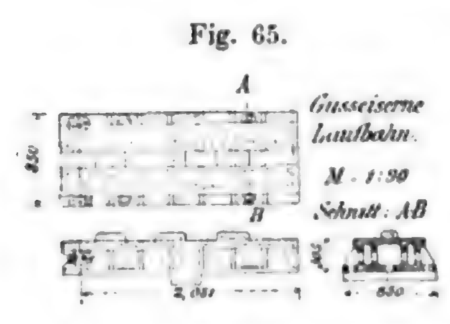
Dieselbe wurde an Stelle einer alten gleicharmigen Drehbrücke erbaut; da der Pfeiler der letzteren sich dem Verkehr sehr hinderlich erwiesen hatte, aufserdem in allernächster Nähe eine Eisenbahnbrücke über den Flufs führt, wurde vom Bau einer Drehbrücke ganz abgesehen und das vorliegende neue Brückensystem (Fig. 64) gewählt, bei welchem die Bewegung der Brücke nur in lotrechter Ebene erfolgt, wodurch der Mindestbedarf an verfügbarer Grundfläche erreicht ist.

Die Brücke setzt sich zusammen aus 2 voneinander vollständig unabhängigen Tragteilen (franz. *bascules*), die auf kreisförmigen Wangen (franz. *flasques*) frei ruhen und in geschlossenem Zustand eine fast wagrechte Fahrbahn bilden; für die freie Durchfahrt der Schiffe können die beiden Hälften in beinahe lotrechte Stellung gebracht werden; siehe die punktierte Stellung in Fig. 64 *a* u. *b*. Die Öffnung der Brücke erfolgt durch Drehung auf kreisförmig gestalteten, untereinander in feste Verbindung gebrachten Schuhen, die auf 3 gufseisernen gezahnten Laufbahnen rollend eine sichere Führung auf vorgeschriebenem Wege erhalten, indem die Zähne (Fig. 65) diese wagrechten Laufbahnen in Aussparungen an der Oberfläche der Schuhe eingreifen; dadurch wird zugleich jedes Gleiten sowohl in Längs- als auch seitlicher Richtung (Wind) verhindert. Die Zähne der Laufbahn wurden an den Auflagerflächen und Kanten gehobelt. Beim Öffnen oder Schliefsen beschreiben alle Teile der Brücke cykloidale Bahnen.

Fig. 64 u. 65. *Klappbrücke in der Van Buren-Strafse zu Chicago.*

Fig. 64.

Fig. 65.



Die beiden Widerlager sind ungleich; das westliche ist vom Kai durch einen 12,19 m langen Zwischenraum, der als Unterkunftsraum der Maschinenanlage dieser Hälfte zu dienen hat, getrennt, während das östliche Widerlager in die Kailinie zu liegen kommt und daher aus einem Block gebildet ist. Der nötige Raum für die Maschinenanlage dieser Seite wurde durch Aussparungen im Mauerwerkskörper gewonnen. In beiden Widerlagern sind die Bewegungsmaschinen, Luftpumpen, Luftbehälter und anderen erforderlichen Maschinen unabhängig voneinander angeordnet, sodafs jede Brückenhälfte eine für sich unabhängige Anlage bildet.

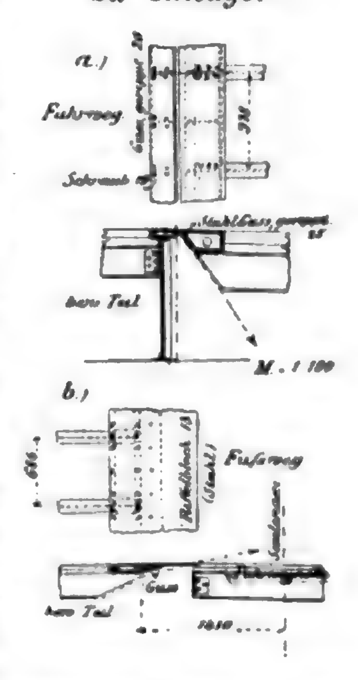
Jeder der 3 Hauptträger einer Brückenhälfte ist als selbständiger Fachwerksträger ausgebildet und unten mit einem Viertelkreisbogen verbunden; letzterer dient als Auflager, ferner aber auch, in Verbindung mit dem rückwärtigen Schwanzstück (für das bei aufgedrehter Brücke im Mauerwerk eine entsprechende Nische ausgespart war, Fig. 64 *a*) unter Mitwirkung des daselbst unter der Fahrbahntafel aufgehängten Ballastes als Gegengewicht für den eigentlichen Brückenarm.

Die Bewegung der Brücke wird durch ein Hebelwerk mit Zahnstangengetriebe herbeigeführt, wobei die Haupttriebstange nicht unmittelbar am Fachwerksträger, sondern mittels eines um eine Axe beweglichen Bügels mit letzterem in Verbindung gebracht ist. Dieser Bügel wird durch ein Hebelwerk in

Thätigkeit gesetzt (Fig. 64 *f*, *i*). Im geschlossenen Zustand sind beide Brückenhälften, um lotrechte elastische Bewegungen bei einseitiger Belastung zu verhindern, durch einen Riegel verbunden, der in Stahlbüchsen geführt ist (Fig. 64 *e*); eine Kraftübertragung durch denselben ist nicht beabsichtigt, wohl aber innerhalb gewisser Grenzen, soll ein für die Brückenunterhaltung schädliches Schlottern des Riegels in der Büchse hintangehalten werden, ganz unvermeidlich.

Die Hauptverriegelung der Brücke in geschlossenem Zustand geschieht wie folgt: Der Bügel *H* umfaſst (vergl. Fig. 64 *f* u. *h*) das Schwanzende des kurzen Fachwerkarmes, hält es fest und schafft so eine weitere Stützung für die geschlossene Brücke. Soll die Brücke ausgedreht werden, so wird durch das Hebelwerk (Fig. 64 *f* u. *g*) *A*, *B*, *C*, *D*, *E*, *F*, *G* der Bügel *H* um seine obere, mit dem festen Teil der Brücke verbundene, wagrechte Axe nach rückwärts gedreht; das Schwanzstück wird frei und die Brücke kann mittels des Zahnstangengetriebes aufgedreht werden. Ein Gleiten der Brücke hierbei ist durch die bereits beschriebenen 3 gezahnten Laufbahnen wirksam verhindert. Die Träger, durch welche die Schwanzstücke ihrerseits festgehalten werden, sind durch sehr kräftige Ankerstäbe, die bis auf den Boden des Mauerwerkes reichen, mit letzterem fest verbunden.

Fig. 66. *Klappbrücke in der Van Buren-Straſse zu Chicago.*



Die Trennung des festen und beweglichen Brückenteiles erfolgt für den Fahrweg nach der Fuge *S S*, für die Fuſswege an anderer Stelle längs der Fuge *F F* (Fig. 64 *c*); dies hat eine verschiedene Bewegung des beweglichen Fahrweg- bezw. Fuſswegteiles in Bezug auf den festen Brückenteil zur Folge; in den Fig. 66 *a* (für den Fahrweg) und Fig. 66 *b* (für den Fuſsweg) ist diese entgegengesetzt gerichtete Bewegung, sowie die ganze Durchbildung dieser Fugenabschlüsse aus geripptem Stahlblech und hohlen Stahlguſsbüchsen, die sich auf die ganze Brückenbreite erstrecken (für die rechte Brückenhälfte) zur Darstellung gelangt.

Die Brücke selbst wird elektrisch betrieben. Auf jedem der beiden Ufer stehen 2 Dynamomaschinen von je 50 Pferdekräften und sind mit der gemeinsamen Hauptwelle mit vielfacher Übersetzung gekuppelt, sodaſs sie einzeln oder nach Bedarf (Wind) gemeinsam wirken. Auf dieser Hauptwelle sitzt auch, an beiden Enden, eine selbstthätige Bremse für den Fall von Störungen in der Maschinenanlage. Preſsluft versorgt die Nebenanlagen der Brücke und wird vom westlichen Widerlager aus, das mit dem östlichen durch unterirdische eiserne Kanäle verbunden ist, den Abschluſsthoren, den die Brückenstellung anzeigenden Signalen und den selbstthätigen Bremsvorrichtungen zugeführt. Die Preſsluft wird durch auf der Hauptwelle sitzende Excenterscheiben mittels Luftpumpen in Behälter gedrückt, und von diesen aus in der beschriebenen Weise den Nebenanlagen zugeleitet.

Am Ende jeder Zufahrt befindet sich das Maschinenhaus *M* (Fig. 64 *a* u. *b*), in welches alle elektrischen Kabel und Druckluftleitungen einmünden. Alle Getriebe und Hauptbewegungsteile sind aus Guſsstahl; nur die Speichen und Naben der Zahnräder, sowie die Achslager wurden aus Guſseisen gefertigt. Der ganze Brückenbau wurde innerhalb eines Jahres (Anfang 1894 bis Anfang 1895) ausgeführt und kostete einschlieſslich der Zufahrten, Maschinen, elektrischen Ausrüstung, Maschinenhäuser und allem Zubehör 712740 M. (1 Dollar = 4,20 M.), oder bei einer Gesamtlänge von 74 m und 18 m Breite 534 M./qm bezw. 9618 M./m Brückenlänge.

M. Scherzer, der Erfinder dieses Systemes, starb wenige Monate, nachdem es ihm patentiert worden war.

d. Klappbrücke mit wagrechter Schwerpunktslage in der 16. Straſse in Milwaukee (engl. *lift bridge*, franz. *pont levis*) [Litt. 10].

Diese Brücke bildet den Teil eines 1219 m langen und 18,29 m breiten Viaduktes, übersetzt in 11,85 m Höhe über der Wasserlinie den mit Segelschiffen befahrenen Menominee-Kanal und läſst in geöffnetem Zustand einen (nach oben hin unbegrenzten) lichten Raum von 20,73 m Weite frei. Der beiderseits der Brücke gelegenen Dockanlagen halber war der Bau einer Drehbrücke ausgeschlossen. Fig. 67 *a* giebt eine schematische Übersicht der Brücke in geschlossenem und offenem Zustand, aus der am einfachsten die Wirkungsweise der neuen Anordnung sich übersehen läſst.

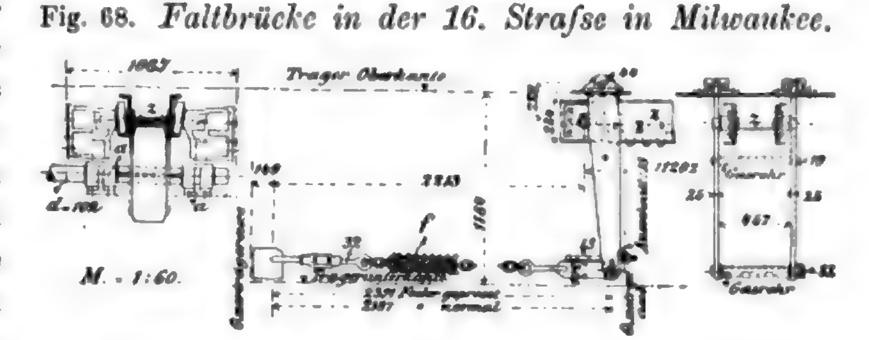
Fig. 67. *Faltbrücke in der 16. Strafse in Milwaukee.*

Die wesentlichen Teile jeder Hälfte sind: die Hauptträger G, welche die Fahrbahntafel tragen; die Streben S, welche die Hauptträger gegen die Mitte zu stützen und die Rollen R, die, mit den Hauptträgern unverschieblich verbunden, ihnen eine weitere Stützung bieten, indem sie dieselben auf einer festen Bahn T zwangläufig führen. Hierbei soll diese Bahn T eine solche Krümmung erhalten, dafs der Schwerpunkt des beweglichen Brückenteiles sich von der Brückenmitte gegen die Ufer hin (beim Öffnen) nur in wagrechter Richtung verschiebt und dabei die durch die Rolle R gehende Resultante aus dem Gewicht des beweglichen Teiles G und dem Druck der Strebe S für jede beliebige Stellung des Hauptträgers senkrecht steht auf der Tangente an das zugehörige Kurvenelement der Leitbahn T; dadurch wird erreicht, dafs beim Öffnen und Schliefsen der Brücke der bewegliche Teil stets im Gleichgewicht sich befindet, mithin keinerlei tote Last gehoben, sondern allein die Reibungswiderstände überwunden werden müssen. In der Fig. 67 *b* sind die gleichzeitigen Stellungen des Strebenkopfes und der hinteren Führungsrolle R mit denselben Zahlen bezeichnet. Da selbstverständlich die Bahn T der Führungsrolle R in gesicherter, unverschieblicher Stellung erhalten werden mufs, ist dieser Teil in der in Fig. 67 *a* dargestellten Weise nach rückwärts mit dem Ufer fest verankert.

Wie aus Fig. 67 *d* am deutlichsten zu ersehen ist, besteht jede Brückenhälfte aus einem festen und beweglichen Teil; die Hauptträger beider Teile sind doppelwandig; jedoch sind die Tragrippen beim beweglichen in 0,54 m, beim festen Teil in 1,066 m Entfernung angeordnet, damit ersterer beim Öffnen der Brücke zwischen den Wandungen des letzteren bequem Raum findet. Die Anordnung der Verbindung, sowie Verspannung der 3 Hauptträger in lotrechter und wagrechter Richtung ist aus der Fig. 67 *c* bezw. *d* ersichtlich; deren Teile wurden kräftig ausgeführt. Die Hauptstreben S besitzen einen kastenförmigen Querschnitt und sind oben wie unten mit Gufsstahlgelenken (d = 165 mm Durchmesser) versehen.

Bewegungsmechanismus. Zwei Zahnstangen (in den Fig. 67 *a* bis *e* und Fig. 68 mit *z* bezeichnet), deren Querschnittsbildung aus Fig. 68 ersichtlich, die an dem einen Ende im Schwerpunkt des Hauptträgers *G* gelenkig angeschlossen, am anderen Ende über die Rollen der festen Brükkenteile geführt sind, werden durch ein Zahnrad wagrecht hin und her bewegt, wodurch die Brücke geöffnet bezw. geschlossen wird. Die bewegende Kraft hierzu liefert die Dynamomaschine *m* (Fig. 67 *e*), die mittels Winkelräderübersetzung und Schraube ohne Ende die Hauptwelle *k* (in der Mitte 127, gegen die Enden 102 mm stark) und damit das Zahnrad antreibt. Im Notfall kann, unabhängig hiervon, der Antrieb von Hand (Fig. 67 *e*) durch einfache Kurbeln *h* geleistet werden. Um beim Schliefsen der Brücke Stofswirkungen abzuschwächen, im Falle die Maschine nicht rechtzeitig abgestellt wurde, ist mit dem Zahngestänge die Spiralfeder *f* (Fig. 68) derart in Verbindung gebracht, dafs sie bei geschlossener Brücke gespannt ist und dadurch die überschüssige Kraft des Motors aufgesaugt wird.

Fig. 68. *Faltbrücke in der 16. Strafse in Milwaukee.*



Brückentafel. Die Fahrbahntafel ist durchaus 12,19 m breit; die Fufswege am beweglichen Teil je 1,98 m, am festen um 0,91 m breiter (Fig. 67 *c* u. *d*); der Fahrweg des beweglichen Teiles besteht aus 2 Lagen Hölzern (Steineiche) von 76 bezw. 51 mm Stärke; der Fahrweg des festen Teiles ist mit 178 mm Holzstöcken (virginische Ceder) gepflastert, siehe Fig. 67 *c*.

Der Tragkraftbestimmung wurde für die Fahrbahn 488 kg/qm, für die Fufswege 391 kg/qm zu Grunde gelegt; aufserdem für die unmittelbar belasteten Teile der Fahrbahntafel ein 16 t-Wagen mit 3,5 m Achsentfernung vorausgesetzt. Die Bruchfestigkeit des zum Überbau verwendeten Materiales liegt zwischen 3950 und 4430 kg/qcm. Die Länge des beweglichen Fahrbahnteiles beträgt 12,80 m, von denen jedoch bei geöffneter Brücke nur 6,10 m die Fahrbahntafel der festen Brücke überragen und dem Winde erheblich ausgesetzt sind. Das Gewicht jedes beweglichen Teiles beträgt 60 t. Bei gewöhnlichem Wetter werden bei 20 Ampère Stromstärke und 414 Volt Spannung, also 11 Pferdekräften, zum Öffnen 15 Sekunden, zum Schliefsen 20 Sekunden benötigt, durchschnittlich 30 Sekunden, innerhalb welcher Zeit die Brücke auch durch Handbetrieb von 2 Männern geöffnet oder geschlossen werden kann. Gesamtkosten 176 400 M.

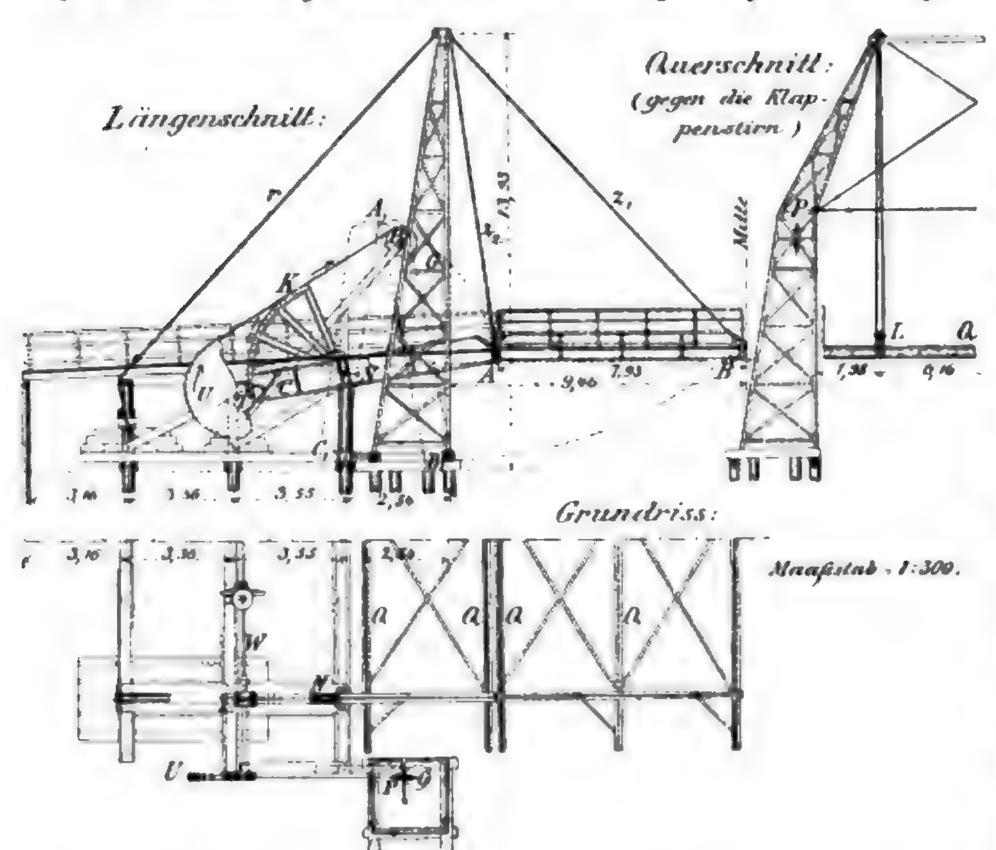
Als Vorteile werden angegeben: 1. Zulässigkeit schwerer, gediegener Fahrbahntafeln, da keine oder sehr wenig tote Last zu heben ist. 2. Geringe Winddruckkräfte sind während der Bewegung zu bekämpfen. 3. Geringe elastische Bewegung in der Brückenmitte infolge Anordnung der Hauptstreben. 4. Absperrung der Strafsenenden durch die geöffnete Brücke selbst. 5. Wegfall der den Verkehr störenden Mittelpfeiler wie bei den Drehbrücken. 6. Wegfall der überflüssigen, die Aussicht versperrenden Turmbauten (bei den neueren amerikanischen Hubbrücken).

e. Klapp(Faltenzug-)brücke über den Chicago-Flufs in Chicago (engl. *folding floor draw-bridge, folding bridge*, franz. *pont pliant*), [Litt. 4].

Die Ufer des Chicago-Flusses wurden durch eine 45,75 m lange hölzerne Strafsenbrücke verbunden, in die ein 18,9 m weiter Schiffsdurchlafs durch eine in Fig. 69 dargestellte, vollständig neue Anordnung einer beweglichen Brücke nach den Angaben W. Haarmann's, des Erfinders dieses Systems, eingebaut wurde. Die Brücke besteht aus im wesentlichen symmetrischen Hälften. *BAC* kennzeichnet die Stellung einer solchen Brückenhälfte in geschlossener, $B_1 A_1 C_1$ (punktiert) in geöffneter Stellung. Die beiden Klappen *BA* und *AC* sind bei *A* gelenkförmig verbunden und aufserdem die Hinter-

klappe $A\,C$ um die feste, wagrechte Axe N drehbar. Bei geschlossener Brücke werden die beiden Klappen $B\,A$ durch das Zugseil Z_1 (32 mm Durchmesser), $A\,C$ durch das Zugseil Z_2 ($33^1/_2$ mm) gehalten, welche Seile ihrerseits am oberen Ende des eisernen Gitterpfeilers befestigt sind; die Oberteile des letzteren neigen sich (Fig. 69, Querschnitt) so weit gegen Brückenlängsaxe, daſs die Hängeseile in lotrechten, zu den Klappenlängsträgern parallelen Ebenen geführt werden können; in der Uferrichtung ist der eiserne Gerüstpfeiler mittels 45 mm starker Seile (r) an den lotrechten Pfählen verankert, die, wie aus der Fig. 69 (Längenschnitt) ersichtlich, durch Ballast aus Steinen beschwert sind. Auf den Hinterklappen $A\,C$ sitzen, fest mit ihnen verbunden, fächerförmige Kreisbögen K, die sich in Schlitzen der Fahrbahn bewegen können. Über jeden solchen Bogen legen sich Seile, die einerseits am oberen Kreisbogenende, andererseits an der auf der Welle aufgekeilten Seilrolle T befestigt sind. Durch Drehen der Welle W mittels des Vorgeleges nach rechts (was durch einen Arbeiter geschehen kann) wird die Rolle T nach links gedreht, das Seil wickelt sich von K ab und auf T auf, wobei die Hinterklappe $A\,C$ um die feste Axe N so lange gedreht wird, bis sie schlieſslich in die Stellung $A_1\,C_1$ gelangt ist. Da hierbei die Vorderklappe $A\,B$ mitgenommen wird, kommt das Seil Z_1 in fast lotrechte Stellung und hält die Klappe in der Lage $A_1\,B_1$ fest, während das Seil Z_2 nun schlaff ist. Weil am Beginn der Bewegung der gröſste Kraftaufwand erforderlich ist, hat die auf die Welle W aufgekeilte Scheibe U die sichelförmige Gestalt erhalten. Von der Drehachse aus ist das Seil auf dem Umfang von U entlang liegend zur Stelle P geführt, von der es, infolge der Belastung durch ein Gegengewicht G (in der Zeichnung irrtümlich nicht eingetragen), lotrecht herabhängt; letzteres unterstützt wegen der gewählten sichelartigen Form der Scheibe U während der ganzen Bewegung den am Vorgelege thätigen Arbeiter, und zwar am meisten bei Beginn der Bewegung, da bei dieser Stellung das Gegengewicht mit dem gröſsten Hebelarm wirkt. Die Kosten der vorliegenden Klappbrücke betrugen 65000 M., ausschlieſslich der anschlieſsenden Rampenanlagen. Diese Brücke gab Anlaſs zur Ausführung einer Reihe von eisernen Brücken, deren Anordnung auf demselben Grundgedanken beruht. Vergleiche besonders: **Barkhausen**, Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1894, S. 1147; auch S. 70 dieses Heftes.

Fig. 69. *Falten-Zugbrücke über den Chicago-Fluſs in Chicago.*

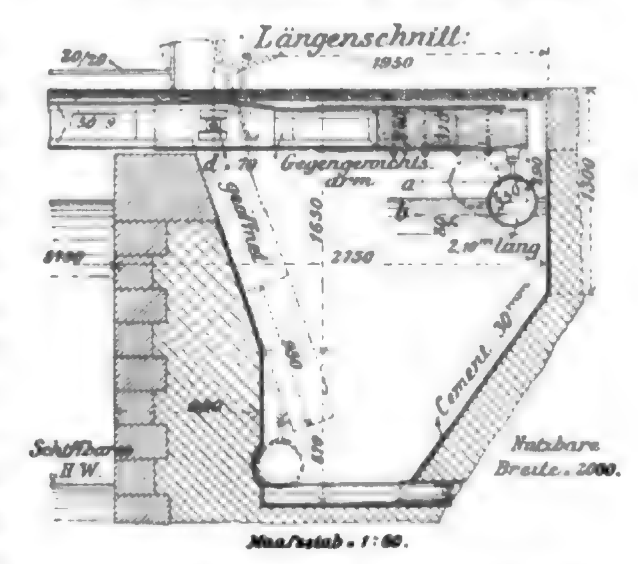


f. Selbstthätige Leinpfad-Klappbrücke des Ost-Kanales in Frankreich [Litt. 9].

Wechselt der Leinpfad öfters die Ufer eines Kanales, so wird die Verbindung vielfach durch kleine Zugbrücken über die Schleusenwandungen hergestellt, die durch ihre emporragenden Pfostenteile den Schiffszug erheblich stören; dieses Verkehrshindernis wird durch die in Fig. 70 dargestellte Anordnung einer kleinen eisernen Klappbrücke, die sich mit dem Wasserspiegel selbstthätig hebt und senkt, behoben.

Fig. 70.

Selbstthätig wirkender Klappsteg über eine Kanalschleuse in Frankreich.



Zwei Blechträger, auf denen eine Brückentafel aus Holz ruht, drehen sich um eine etwas oberhalb des Systemschwerpunktes gelegene wagrechte Axe. Das Übergewicht des kurzen, mit Ballast beschwerten Armes beträgt ungefähr 50 kg und wird durch einen hohlen Eisencylinder, der in der Kammermauer in einem hierfür ausgesparten und mit der Schleuse selbst durch ein Rohr von 0,15 m Durchmesser verbundenen Raum schwimmt, ausgeglichen. Die Wirkungsweise ist aus der Figur ohne weiteres klar. Soll dieses Brückchen jedoch benutzt werden, ohne dafs vorher die Schleuse wieder gefüllt ist, so kann durch Ziehen an einer am Ende des langen Armes angebrachten Kette das kleine Übergewicht des kurzen Armes leicht überwunden und die Brücke geschlossen werden. Bei 200 kg/qm Tragfähigkeit und 2 m nutzbarer Breite stellten sich die Kosten auf 2165 M., einschliefslich der Änderungen am Mauerwerk. Seit 1892 ist die Brücke ohne Betriebsstörung im Gebrauch.

Litteratur

(nach der Zeitfolge geordnet, zugleich Quellennachweis).

Klapp-, Schaukel- und Faltbrücken betreffend.

1. *The Liverpool overhead railway (tilting bridges). Engineering 1891 II, S. 714, mit Abb. In diesem längeren Aufsatz werden sämtliche beweglichen Brücken der Liverpooler Hochbahn eingehend behandelt; die gleichfalls als „tilting bridge" bezeichnete, ebendaselbst auf S. 741 besprochene neuartige Verbindung des Dreh- mit dem Zugbrückensysteme wurde jedoch im vorliegenden Heft erst unter die „Hub- und Zugbrücken" eingereiht, siehe S. 73.

G. Richou, Chemin de fer aérien de Liverpool. Génie civil 1892/93, Bd. 22, S. 249, mit Abb. und Taf. 17.

2. *Die Tower-Brücke in London. The Tower bridge, Engineer 1891 I, S. 296, 300, 488, 492. Ebendaselbst 1892 I, S. 125, 156.

Fondations du pont de la tour de Londres. Génie civil 1893/94, Bd. 24, S. 25, mit Abb. und Taf. 2.

The Tower bridge. Engineering 1894 I, S. 382, 417, 448, 471, 852, mit Abb. und 3 Doppeltafeln (schöne Schaubilder der Brücke in geschlossenem und geöffnetem Zustand).

Pont de tour à Londres. Nouv. annales de la constr. 1894, S. 113, mit Taf. 33/34 (fondations); S. 161, 177, mit Abb. und Taf. 45/46, 47/48 u. 51/52 (superstructure).

Barkhausen, Die neue Brücke über die Themse in London. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1894, S. 410, 514 u. 544, mit 73 Abb. Giebt die erschöpfendste deutsche Beschreibung dieses Bauwerkes und enthält auch das wesentliche seiner Vorgeschichte, sowie Mitteilungen über verschiedene Einzelheiten, die in der englischen Litteratur nicht veröffentlicht sind.

Fr. Eiselen, Die Tower-Brücke in London. Centralbl. d. Bauverw. 1894, S. 57 u. 73, mit Abb.

J. E. Tuit, The Tower bridge, 1894, London (Office of Engineer). 106 Seiten, mit 6 Taf. und vielen Abb. Der Verfasser dieser Monographie, leitender Ingenieur bei der Unternehmerfirma William Arrol & Co., die den stählernen Überbau ausführte, hat durch deren Abfassung dem eingehenden Studium der Geschichte und Bauausführung dieser Brücke sehr dankenswerte Quellen erschlossen.

3. Klappbrücke in Rotterdam. Sammlung von Zeichnungen für Die Hütte 1891, Bl. 2, ohne Text. Giebt die Darstellung (Mafsstab = 1 : 40) einer 8,24 m breiten, doppelten Klappbrücke für Strafsenverkehr, deren Fahrweg 5,54 m breit, mit Holz gepflastert, deren Fufswege einfach bedielt sind. Die lichte Durchfahrtsweite beträgt beiläufig 13,6 m. Jeder Klappenarm setzt sich aus 6 ungleicharmigen, 13,44 m (= 4,64 + 8,80 m) langen, vollwandigen Blechträgern mit geradem Ober- und flach gekrümmtem Untergurt zusammen. Der Antrieb erfolgt durch 2 an den Enden der durchlaufenden Hauptwelle, auf der die 6 Hauptträger einer Klappe (die beiden Klappen bewegen sich voneinander unabhängig) aufgekeilt sind, befindliche, um eine wagrechte Achse oscillierende Dampfcylinder, deren Kolben unmittelbar mittels Kurbeln die Drehung der Hauptwelle und damit das Auf- und Zuklappen der Klappenarme bewirken. Bei geschlossener Brücke sind die Klappen sowohl im Scheitel, als auch (soweit aus der unvollständigen Zeichnung entnommen werden kann) an den Widerlagern durch wagrecht verschiebliche Bolzen verriegelt. Bemerkenswert an dieser kleinen Brücke ist nur der bei Klappbrücken wenig übliche Betrieb mittels Dampfkraft, sowie der unvermittelte Antrieb der Hauptwelle durch die 1,10 m lange Kurbel von den beiden Dampfcylindern aus.

4. *A folding-floor draw bridge. Engineering News 1891 I, S. 487, mit Abb.

Folding bridge over the Chicago river. Engineering 1891 II, S. 84 u. 91, mit Abb.

Klappbrücke über den Chicago-Flufs in Chicago. Centralbl. d. Bauverw. 1892, S. 116, mit Abb.

Pont pliant du canal street, Chicago. Génie civil 1893/94, Bd. 24, S. 337, mit Abb. Erfinder W. Haarmann.

5. Die neue Falten-Zugbrücke in Chicago. W. Ritter, Schweiz. Bauz. 1893, Bd. 22, S. 86, mit Abb. Bespricht eine Brücke nach dem angeführten System Haarmann, die 10 m hohe, eiserne Portale (Pfeilergerüste) besitzt; der Antrieb erfolgt für jede Brückenhälfte durch eine 10pferdige Dampfmaschine, die Galle'sche Ketten antreibt. Der Verfasser hebt die Vorteile dieses neuen Systemes, die in dem kleinen Arbeitsaufwand, im Vergleich zu den früheren Zugbrücken (für vorliegende Brücke 1 Pferdekraft, bei Windstille), sowie in der kleineren, dem Wind ausgesetzten Fläche der gefalteten Tafel zu suchen seien, hervor, vermifst aber eine genügende seitliche Steifigkeit der geschlossenen Brücke und fürchtet eine rasche Abnutzung einzelner Teile.

6. *Klappbrücke über den Chicago-Flufs im Zuge der Van Buren-Strafse in Chicago. Landsberg, Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1894, S. 863, mit Abb. u. Taf. 18. Dieser Aufsatz enthält aufser der Beschreibung dieses neuen Brückensystemes auch eine kurze theoretische Betrachtung über dessen Wirkungsweise während der Rollenbewegung. (Die Vermutung des Verfassers, als ob die Klappe (Hauptfachwerkträger) für die Verkehrslast als Bogenträger mit drei Gelenken berechnet sei, ist, wie später erfolgte Veröffentlichungen ergaben, nicht zutreffend, sodafs allerdings durch die elastischen Bewegungen des Brückenscheitels bei unsymmetrischer Verkehrsbelastung eine statische Unbestimmtheit in das Tragsystem kommt.)

A rocking bascule. Railroad Gaz. 1893, S. 762, Ebendaselbst 1895, S. 99, 119 u. 565, mit Abb., sowie verschiedenen Einzelheiten der Brücke, die in den übrigen Veröffentlichungen über diesen Gegenstand nicht enthalten sind. S. 565 wird über einen Unfall (August 1895) berichtet, der infolge des Versagens der Maschine eintrat und die Brücke zwar nicht beschädigte, aber einem Dreimaster die Masten kostete.

P. Basquin, Pont levis électrique de la Van Buren street, Chicago. Génie civil 1894/95, Bd. 26, S. 337, mit Abb. u. Taf. 22.

The Van Buren street rolling lift bridge. Engineering News 1895 I, S. 114, m. Abb. u. Taf.

Lift bridge at Van Buren street, Chicago. Engineering 1895 II, S. 92 u. 159, mit Abb. und 2 Doppeltafeln. Sehr eingehende Darstellung; enthält auch ein Spannungsnetz der Hauptträger.

Engineering record 1895, Bd. 31, S. 77, mit Abb.

7. Klappbrücke nach dem System J. Hase. A. Rexhausen, Stahl und Eisen 1894 II, S. 1009, mit Abb. Das eingehend besprochene System eignet sich nur für ganz kleine Stützweiten; daher als Ladebrücken für unmittelbare Verladung von Massengütern in Bahnwagen und Schiffe, wohl auch für Überbrückung kleiner Schiffahrtskanäle anwendbar.

Ein neues System von Klappbrücken. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1894, S. 258, mit Abb.

8. Mitteilungen von einer Studienreise nach den Vereinigten Staaten von Nord-Amerika (Faltbrücken). Barkhausen, Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1894, S. 1147, mit Abb. und Taf. 22. Behandelt in eingehender Weise von theoretischem und praktischem Gesichtspunkt aus das System der Faltbrücke, dessen Ausgangspunkt in der auf S. 68, Fig. 69 dieses Heftes dargestellten Brücke zu suchen ist. Es werden ausführlich die Beziehungen entwickelt, die zwischen den Klappenlängen, der Aufhängungshöhe, der Lage des Drehpunktes, sowie der des Aufhängepunktes zweckmäfsig zu wählen sind, um einen Schwerpunktsweg des ganzen Systemes zu erhalten, der sich der wagrechten Geraden möglichst anschmiegt, wodurch der zur Bewegung der Brücke erforderliche Arbeitsaufwand am kleinsten wird. Ferner wird nachgewiesen, dafs die Faltbrücken den gewöhnlichen Klappbrücken vorzuziehen seien, weil: 1. die Stützen wegen der Aufhängung der Vorderkante des mittleren Klappenarmes schubfrei, 2. die dem Winddruck gebotenen Flächen verriegelt, 3. kleinere Gegengewichte benötigt werden und 4. wegen der geringen zu leistenden Arbeit nur schwache Bewegungsmaschinen erforderlich sind. Schliefslich werden 2 ausgeführte Faltbrücken näher beschrieben; die eine, die Kanalstrafsenbrücke in Chicago, besitzt bei 10,56 m Breite zwischen den Geländerholmen und 6,4 m Hauptträgerentfernung eine lichte Durchfahrtsweite von beiläufig 24 m; die andere, die Faltbrücke im Holtonstrafsen-Viadukt in Milwaukee bei 13,41 m Breite und 7,95 m Hauptträgerentfernung eine Durchfahrtsweite von 21 m. Angaben über Kosten und Gewichte dieser Brücken sind nicht gemacht.

9. *Passerelle de halage à bascule se mouvante automatiquement sur le canal de l'Est. M. Roussel, Ann. des ponts et chaussées 1894 II, S. 39, mit Tafel.

Passerelle de halage à bascule automatique. Génie civil 1894/95, Bd. 26, S. 38, mit Taf. 3.

Ziegler, Selbstthätige Leinpfad-Klappbrücke des Ost-Kanales in Frankreich. Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 354, mit Abb.

M. Roussel, Passerelle de halage à bascule etc. Nouv. annales de la constr. 1895, S. 22, mit Abb.

10. *Pont levis du viaduc de la 16. rue, Milwaukee. Génie civil 1894/95, Bd. 26, S. 369, mit Taf. 24.

The lift bridge of the 16. street viaduct, Milwaukee. Engineering News 1895 I, S. 146, mit Abb. und Tafel.

16. street lift bridge, Milwaukee. Railroad Gaz. 1895, S. 649, mit Abb.

G. Barkhausen, Klappbrücke mit wagrechtem Schwerpunktswege. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1896, S. 805, mit Abb. Dieser Aufsatz enthält eine ausführliche Beschreibung und kritische Besprechung dieser Brücke, sowie die zeichnerische und rechnerische Lösung der grundlegenden Aufgabe dieses Systemes: die Leitlinie für die hintere Rolle des Klappenarmes zu bestimmen unter der Bedingung, dafs der Gesamtschwerpunkt aus dem Gewichte der Hauptträger und der Fahrbahntafel in wagrechter Geraden sich bewege und dabei der Rollendruck (aus dem Gewicht des beweglichen Brückenteiles und der Hauptstrebe) für jede Brückenstellung senkrecht auf die zu bestimmende Leitlinie stehe.

III. Hub- und Zugbrücken.

Die unter dieser Bezeichnung in den letzten 8 bis 10 Jahren erbauten Brücken haben bezüglich ihrer ganzen Anordnung mit den früheren Brücken gleichen Namens nicht viel mehr gemein; da überdies deren Ausführungen wenig zahlreich sind, erscheint eine weitergehende Gliederung nach Ländern oder besonderen Eigentümlichkeiten nicht weiter erforderlich.

Fig. 71. *Hubbrücke in Hamburg.*

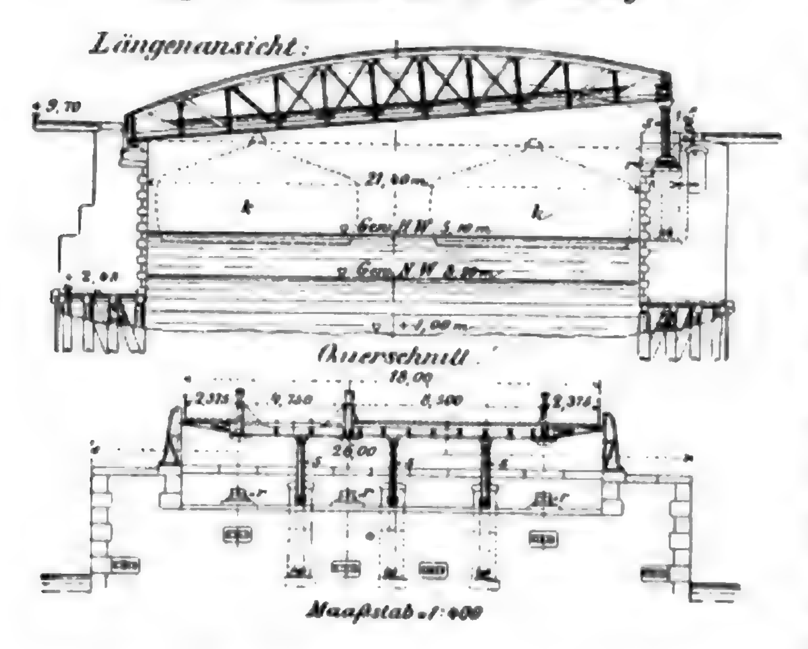
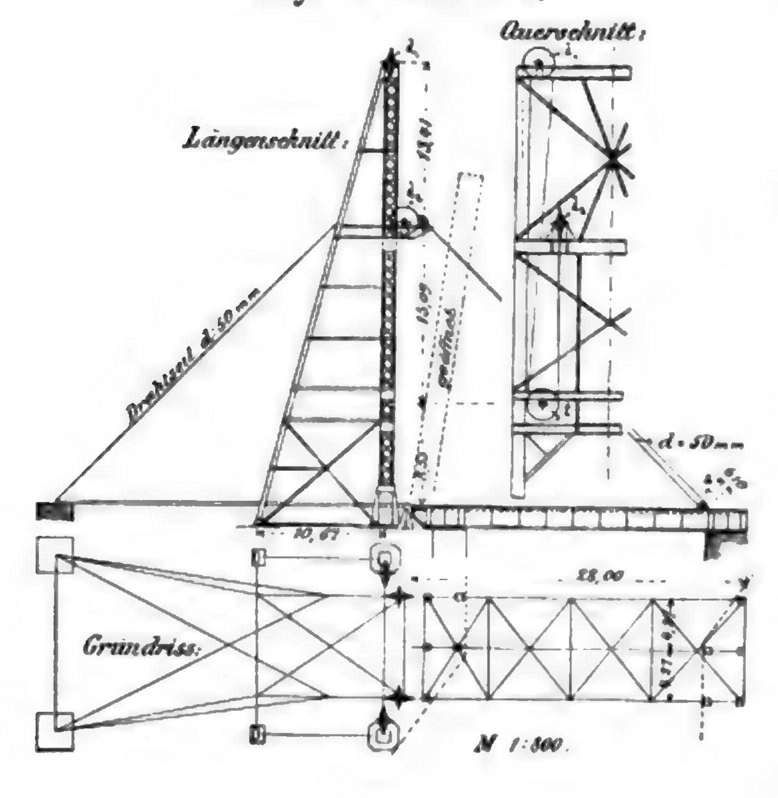


Fig. 72. *Eisenbahn-Zugbrücke über den Harlem-Fluſs in New-York.*



a. Hubbrücke in Hamburg.

Da es sich bei der Verbindung des See-Segelschiffhafens mit dem Oberländerhafen beim Verkehr der Oberländerkähne k nur um den Wasserhöhenunterschied zwischen Ebbe und Flut, d. i. ungefähr 2 m, handelt, wurde die in Fig. 71 dargestellte einseitige Hubbrücke hergestellt, deren bewegliches Ende, wenn die Brücke angehoben werden soll, auf den Wasserdruckcylindern s ruht, aber während des Verkehres über die Brücke selbst auf gewöhnlichen Rollstühlen r aufgelagert ist. Die beim Niedergehen der Brücke aufgewendete Arbeit wird, um eine besondere Bewegungsmaschine entbehrlich zu machen, zum Teil wiedergewonnen und im Kraftsammler aufgespeichert, sodaſs durch eine kleine Handpumpe nur die tagsüber entstehenden Wasserverluste durch Hochpumpen des Kraftsammlers ersetzt werden müssen.

b. Zweigeleisige Eisenbahn-Zugbrücke über den Harlem-Fluſs, New-York [Litt. 6].

Der Verkehr über diese, in der 135. Straſse und 4. Avenue gelegene Brücke ist ganz auſsergewöhnlich stark. Eine beträchtliche Beschädigung des Drehpfeiles der bestehenden Drehbrücke da-

selbst durch einen anfahrenden Dampfer (1892) gab Veranlassung, die in Fig. 72 dargestellte Zugbrücke auszuführen. Die ganze Anordnung besteht aus einem Drehturm, einer zweigeleisigen vollwandigen Blechträgerbrücke von 28,19 m Länge und 8,54 m Hauptträgerentfernung, die an ihrem einen Ende sich um wagrechte Axen von 209 mm Durchmesser und 940 mm Länge am Fuße des festen Fachwerkturmes (38,94 m hoch) drehen läßt, dem Zugseil- und Rollensystem und der im Turm befindlichen, zugleich als Gegengewicht dienenden zweicylindrigen wagrechten Hubmaschine. Die Scheibe a am Außenende des Blechträgers (610 mm Durchmesser) dient zur Ausgleichung des Kabelzuges; die übrigen Scheiben von 2,06 m Durchmesser (d_2, t u. d_1 in Fig. 72) sind zur Aufnahme der Kabel mit Rillen versehen und aus alten Lokomotivrädern (Fig. 73) gefertigt.

Fig. 73. *Eisenbahn-Zugbrücke über den Harlem-Fluſs in New-York.*

Neu und eigenartig ist die Anordnung der Gegengewichte in den beiden vorderen lotrechten Säulen des Turmes. Jedes dieser Gegengewichte setzt sich zusammen aus 23 voneinander unabhängig im Innern der Turmsäule an Haken aufgehängten Stücken, von denen das unterste allein mit dem Kabel fest verbunden ist; soll die Brücke geöffnet werden, so löst das aufsteigende Kabel mit dem daran befestigten untersten Gegengewichtsstück der Reihe nach alle übrigen aus und bringt sie zur Wirkung; beim Schließen der Brücke erfolgt der Vorgang in umgekehrter Reihenfolge: das oberste Gegengewichtsstück hängt sich zuerst in die Turmhaken, dabei außer Wirkung tretend, bis schließlich am Kabel nur noch das unterste Gegengewichtsstück allein hängt. Um während dieses Vorganges alle Stoßwirkungen unschädlich zu machen, sind sämtliche einzelnen Gewichte mit Kautschukpuffern ausgestattet. Erforderliche Zeit zum Öffnen 1 Min. 20 Sek. Die Brücke wurde mit den verschiedensten Geschwindigkeiten niedergelassen, ohne daß sich dabei erhebliche Stoßwirkungen zeigten. Das Eisengewicht ist mit 90 t, die Gesamtkosten mit 168000 M. angegeben.

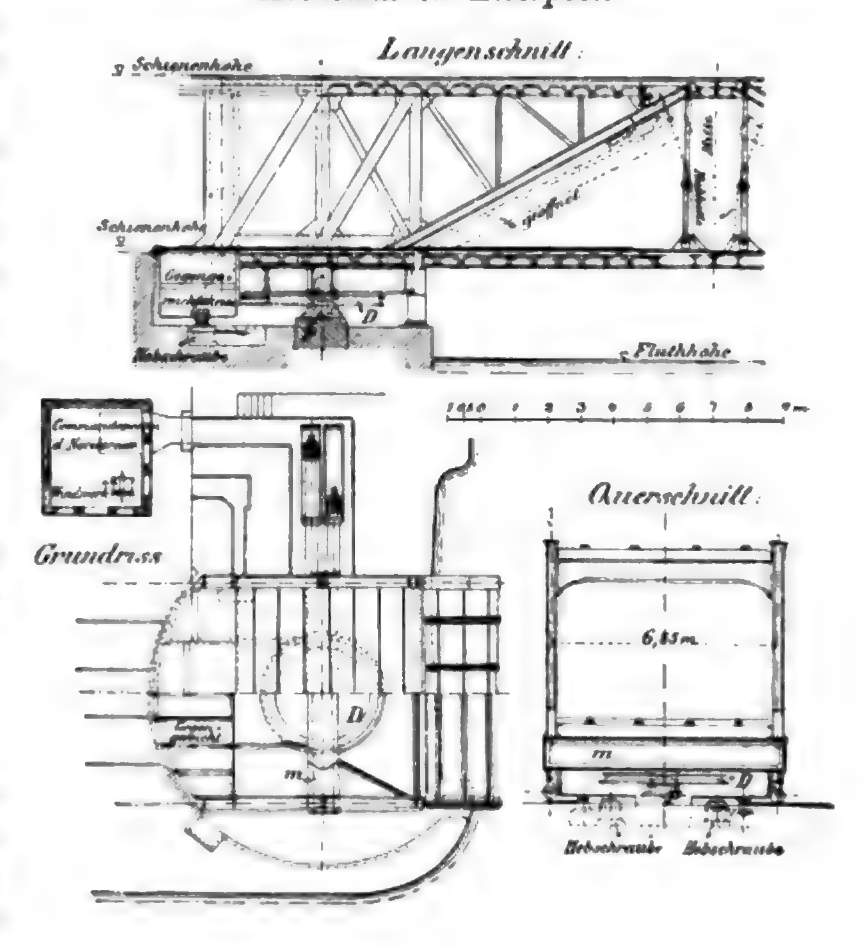


Fig. 74. *Doppel-Drehbrücke mit Zugbrücken in der Hochbahn zu Liverpool.*

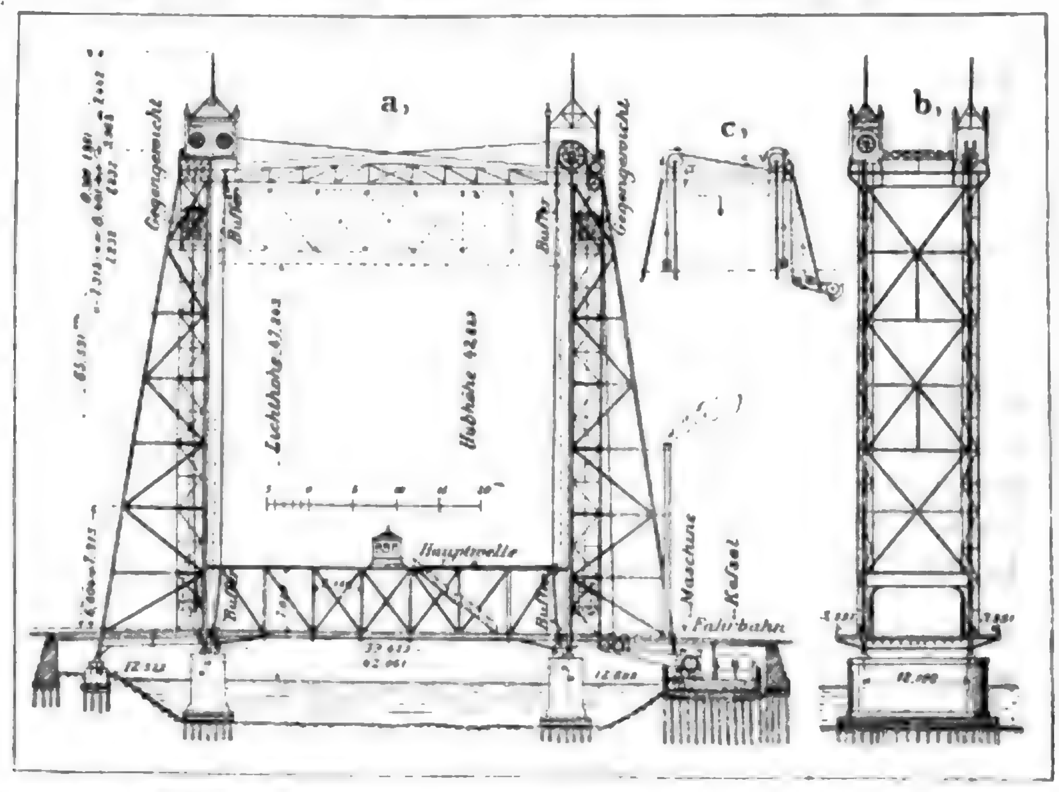
c. Die Doppel-Drehbrücke in Verbindung mit Zugbrücken der Liverpooler Hochbahn am Eingang des Stanley-Docks [Litt. 3]

ist die beachtenswerteste Brücke der S. 62 erwähnten Hochbahn, deren Gesamt-Anordnung der Fig. 74 zu entnehmen ist. Es

war an dieser Stelle aufser der zweigeleisigen Hochbahn auch die zweigeleisige Dockbahn über die Dockmündung zu führen, welch letztere jedoch aus Rücksicht auf den Bahnverkehr nur nachts geöffnet wird. Um die gewöhnlichen Barken in das Dock einlassen zu können, wurden die Dockgeleise mittels Zugbrücken übergeleitet, welche geöffnet werden können (siehe die punktierte Stellung in Fig. 74), ohne dabei den Hochbahnverkehr zu stören. Die zu diesem Zwecke getroffene Anordnung (in der Hauptsache aus der Fig. 74 ersichtlich) ist folgende: Das Aufziehen und Niederlassen der Klappen erfolgt mittels Wasserdruckes durch Ketten, die unterhalb der Fahrbahntafel der Hochbahn zu den im Schwanzstück des kurzen Gegengewichtes der eigentlichen Drehbrücke befindlichen, lotrecht angeordneten Druckwasser-Pressen (in Fig. 74 punktiert angedeutet) geführt sind.

Die Drehbrückenhälften ruhen in eingedrehter Stellung auf 2 Auflagerpunkten, vorn auf Mauerkappen am Uferrand, hinten auf gleitenden Blockträgern unterhalb der Gegengewichtskästen. Soll die Brücke gedreht werden, so wird das Gewicht derselben durch das lotrechte Anheben mittels Druckwassers betriebener Winden (in Fig. 74 mit Hebschraube bezeichnet) aufgenommen; nun werden die hinteren Blockträger zurückgezogen, worauf die Winden so lange sinken, bis die Brücke auf dem festen Königsstuhl *P* aufsitzt; infolge fortgesetzten Senkens der Windenkolben kantet der ganze Brückenträger um den Königsstuhl *P*, wodurch am Schwanzende die Laufrollen zum Tragen gelangen (siehe Fig. 74, Querschnitt) und die Brücke, da sie sich inzwischen von den Auflagern am Widerlagerrand abgehoben hat, ungehindert ausgedreht werden kann; die bereits erwähnten Laufrollen werden hierbei auf eiserner Bahn geführt. Das Ausdrehen der Brücke erfolgt dann mittels der beiden senkrecht zur Brückenbahn angeordneten Druckwasser-Pressen und der wagrechten Trommel *D*, wobei die Drehung jeder Brückenhälfte unabhängig von der anderen erfolgt. Die Aufstellung dieser Brücke war wegen der knapp bemessenen Zeit, da der Dockverkehr nicht gestört werden durfte, sehr schwierig. Angaben über Gewichte und Kosten sind nicht gemacht.

Fig. 75. *Hubbrücke in der Süd-Halsted-Strafse in Chicago.*



Bemerkung: Fig. 76 folgt später.

d. Die Hubbrücke über den Chicago-Flufs in der Süd-Halsted-Strafse in Chicago [Litt. 8].

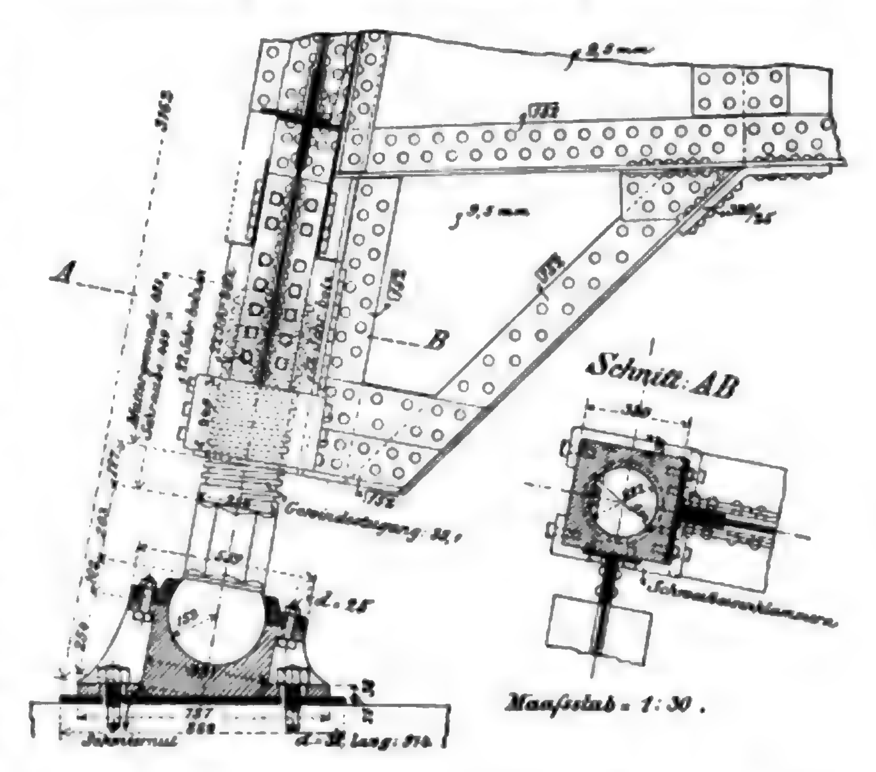
Dieses Bauwerk löst dieselbe Aufgabe, die durch die Anordnung des Mittelfeldes der Tower-Brücke eine Erledigung in wesentlich gröfserem Umfang bereits erfahren hat, in neuer, eigenartiger Weise, wobei das geschaffene Verkehrsprofil 39,62 m Breite und 47,24 m Höhe besitzt (gegen 60,96 m bezw. 43,28 m bei der Tower-Brücke). Die nutzbare Breite verringert sich jedoch noch bei der Halsted Brücke, da die Brückenlängsaxe nicht senkrecht zur Flufsrichtung läuft[22]), während der ganze eiserne Überbau auf rechtwinkelig zur Brückenlängsaxe gestellten Pfeilern ruht.

Die Hauptträger der Brücke bestehen aus einfachen Pratt-Trägern, die lotrecht 42,82 m gehoben werden können. Die Knotenpunkte besitzen die amerikanische Gelenkbolzenanordnung. Bei geschlossener Brücke beträgt die lichte Durchfahrtshöhe für den Kanalverkehr 4,58 m.

An jedem Flufsufer steht ein in den Längs- und Querwandungen fachwerkartig (mit nach europäischer Art genieteten Knotenpunkten) durchgebildeter Stahlturm, der oben zur Aufnahme der Drahtseile mit Rillen versehene Rollen von 3,658 m Durchmesser (aus Stahl und Gufseisen gebildet) trägt. Diese Rollen, über welche die 32 je 39 mm starken Stahldrähte laufen, an denen die Brücke hängt, sind um 305 mm starke Achsen wagrecht drehbar aufgelagert. Am Anschlufs der Drahtseile an die Hauptträger sind je 2 Kabel durch eiserne Klammern verbunden, die mit den Laschen zur Aufnahme des 121 mm starken Tragbolzens in entsprechende Verbindung gebracht sind.[23]) Die Gegengewichte bestehen aus einer Anzahl rechteckiger Gufsscheiben 0,254 × 0,305 m, zusammen 2,62 m hoch, die in dem Fachwerkrahmen (Dreieckausfüllung, in Fig. 75 *a* u. 75 *b* in einfachen Linien dargestellt) auf- und niederbewegt werden. Das Gewicht der Kabel ist für jede Brückenstellung durch eine schmiedeiserne Kette ausgeglichen, deren eines Ende an den Hauptträger, das andere an das Gegengewicht angeschlossen ist.

Fig. 77.

Hubbrücke in der Süd-Halsted-Strafse in Chicago.



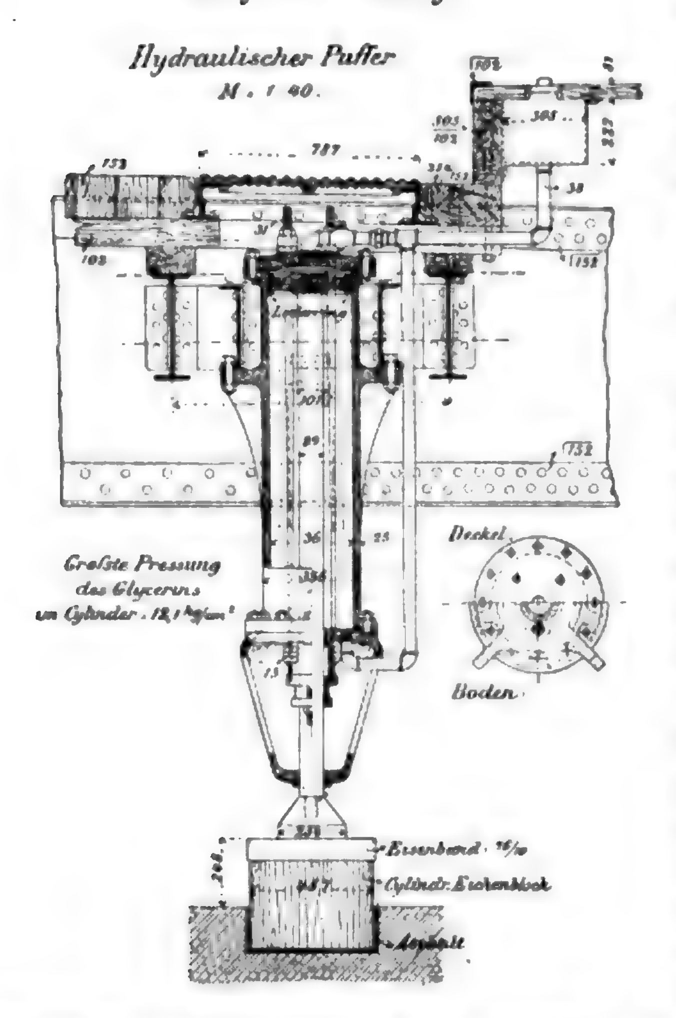
Die Turmhäupter sind durch niedrige Fachwerkträger, die an den Anschlufspunkten fest eingenietet sind, miteinander in Verbindung gebracht, hauptsächlich um die Türme in unveränderlicher Stellung zu halten, dann aber auch zur Auflagerung der Seilgetriebe und zur Herstellung eines Verkehres zwischen den beiden Türmen mittels eines Steges. Die in Fig. 77 dargestellte Stellschraubenanordnung mit Kugelgelenk-

[22]) Engineering 1894 I, Taf.; 5. June, Fig. 2 u. 3. — Centralbl. d. Bauverw. 1894, S. 102/103.

[23]) J. A. L. Waddell, The Halsted street lift bridge. Amer. soc. of civ. eng. 1895, S. 4, Fig. 1.

auflagerung an den unteren Enden der landwärts gelegenen Hauptpfosten der Turmbauten gestattet durch Drehen des an das Kugellager anstofsenden achteckigen Schaftes eine genaue Einstellung der Turmwandungen; sie haben sich als sehr zweckentsprechend erwiesen; es mag erwähnt werden, dafs diese geneigten Wandungen nur die durch Winddruck hervorgerufenen Kräfte aufzunehmen haben; das Gewicht der Brücke tragen die lotrechten, flufswärts gelegenen Wandungen. Gegen Verdrehungen sind die Türme durch ein System von wagrecht liegenden Rahmen reichlich abgesteift. An jedem Turmeck, oben und unten, ist je ein Wasserdruck-Puffer mit Glycerinfüllung (Fig. 78) angebracht, der stark genug ist, um den Stofs der mit gröfster Geschwindigkeit (1,22 m i. d. Sekunde) anlangenden Brücke unschädlich zu machen.

Fig. 78. *Hubbrücke in der Süd-Halsted-Strafse in Chicago.*



Der anzuhebende Träger mit allem, was darauf ist, wiegt 290 t; ebenso schwer ist natürlich das Gegengewicht; hierzu kommen noch 20 t für die bereits erwähnten Gegengewichtsketten, sodafs also das vollständige zu bewegende Gewicht 600 t beträgt. Änderungen der Gewichte durch Schnee, Schmutz, neue Abpflasterung der Fahrwege u. s. w. können durch Einlassen von Wasser in Behälter, die auf der Brückentafel angebracht sind, sowie durch Hinzufügen weiterer kleiner Gewichte auf die Träger bezw. Gegengewichte zu den Hauptgegengewichten entsprechend ausgeglichen werden. Infolge des vollständigen Ausgleiches der Gewichte sind also durch die Maschinenanlage nur die Reibungswiderstände zu überwinden; gleichwohl kann im Notfall auch eine beträchtliche, auf der Brücke befindliche Last mit angehoben werden. Während des Auf- und Niedergehens der Hauptträger erfolgt eine Führung derselben in der Quer- und Längsebene durch Rollen, die an dem Ober- und Untergurt angebracht sind. Die Längsrollen werden dabei durch Federn andauernd an die Führung in den Säulen geprefst und nehmen so an der Längenänderung der Hauptträger teil. Die Querrollen haben bei Wind, sowie beim Anfahren von Schiffen in Thätigkeit zu treten; für letzteren Fall ist auch noch auf die ganze Brückenlänge an der Spitze der beiden Fufswegkragarme eine Art Abweiser aus sehr kräftigen 152 mm Winkeln gebildet; derselbe soll das Takelwerk anfahrender Schiffe abscheren, und hatte auch bereits Gelegenheit, sich als wirksam zu erweisen.

Die Brücke trägt eine doppelgeleisige Strafsenbahn mit kleinster Fahrwegbreite von 10,36 m zwischen den Türmen; die beiden Fufswege besitzen je 2,13 m nutzbare Breite und die Hauptträgerentfernung beträgt 12,19 m. Die Anordnung der Fahr- und Fufswege ist aus Fig. 78 ersichtlich, die Querdielen der letzteren ruhen auf hochkantig gestellten Bohlen, 305 × 76 mm.

Die oben erwähnten Wasserbehälter fassen 8,61 t Wasser, genügend, um die Brücke in Bewegung zu setzen; auch sind sie durch eine Rohrleitung mit der Dampfmaschine in Verbindung gebracht, um im Winter durch Einlassen von Dampf das Einfrieren hintanhalten zu können.

Abschlufsthore sind an der Brücke nicht angebracht; für die rechtzeitige Absperrung des Verkehres haben Polizeibeamte Sorge zu tragen, die nur die Fahrwege, nicht aber die Fufswege, mit Seilen absperren, eine jedenfalls sehr mangelhafte Anordnung bei einem so kostspieligen Bauwerk.

Das Steuerhäuschen ist im Mittelfach der Hauptträger (Fig. 75) über der Obergurtung angebracht, gestattet den Ausblick nach allen Richtungen und enthält aufser den Signalvorrichtungen nur noch eine eigentümliche, durch Patent geschützte Anordnung *(peeper)*, die dem im Häuschen anwesenden Steuermann angiebt, wann für die Durchfahrt eines ankommenden Schiffes die Brücke genügend angehoben ist, wodurch unnütze Hebearbeit vermieden wird.

Die kürzeste Zeit, innerhalb der die Brücke in die höchste Stellung angehoben wurde (bei 1,22 m gröfster Geschwindigkeit in der Sekunde) betrug 34 Sekunden.

Die Antriebsmaschine wurde in einem 11,35 × 16,15 m grofsen Raum an einem Ufer aufgestellt, sehr gegen den Willen des Erbauers der Brücke, der elektrischen Antrieb geplant hatte und die ganze dazu erforderliche Anlage in ein in einen der Türme gestelltes Haus unterbringen wollte; nachdem er aber zur Anwendung einer Dampfmaschinenanlage genötigt war, hielt er es wegen der Schwingungen, in welche durch eine solche der Turm geraten könnte, für zweckentsprechender, diese aufserhalb desselben aufzustellen.

Sowohl Widerlager, Pfeiler und Maschinenraum wurden auf Pfahlrost gegründet und hierauf die geschlossenen Betonkörper gesetzt; die ersteren mufsten bei der Neigung des Chicago-Flusses, abzubröckeln, mittels schweifseiserner Ankerstäbe ungefähr 12 m nach rückwärts verankert werden.

Einrichtung des Maschinenhauses. Zwei 70pferdige Dampfmaschinen übertragen ihre Kraft auf eine 203 mm starke Hauptwelle, auf welche zwei gufseiserne Seilscheiben (1,83 m) gekeilt sind, über deren Rillen 22,2 mm starke Drahtseile laufen. Durch Drehen dieser Welle in der einen oder anderen Richtung wird die Brücke gehoben oder niedergelassen. Die Maschine ist mit Reibungsbremsen ausgestattet. Die Anordnung der Anhebekabel ist aus Fig. 75 *c* ersichtlich; die äufserste Scheibe rechts unten, mit dem links drehenden Pfeil, stellt die bereits erwähnte Seilscheibe von 1,83 m Durchmesser dar, und entspricht hierbei die eingezeichnete Pfeilrichtung dem Beginn der Brückensenkung. Die Bewegung der Brücke kann aufserdem durch Benutzung der Wasserbehälter im Notfall auch noch mittels eines einfachen Handgetriebes allein oder durch dasselbe in Verbindung mit den Wasserbehältern bethätigt werden.

Sobald die Brücke sich einer der beiden Grenzstellungen nähert, sperrt eine selbstthätig wirkende Vorrichtung den zuströmenden Dampf von der Maschine ab und schützt so die Puffer vor regelmäfsig wiederholter voller Inanspruchnahme.

Grundlagen der Berechnung. Als Verkehrslast wurde für die einzelnen Teile der Fahrbahntafel ein 11 t-Rad mit 1,8 m Wirkungslänge, aufserdem, sowie auch für die Fufswege 489 kg/qm und für die Hauptträger 6,7 t/m der Tragkraftbestimmung zu Grunde gelegt; das Eigengewicht der Hauptträger wurde mit 6,1 t/m für das Meter Brückenlänge und der Winddruck mit 146 kg/qm getroffene Fläche des Bauwerkes in die Rechnung eingeführt. Die gröfsten zulässigen Beanspruchungen wurden für den Druckcylinder nach der Formel $\sigma = \alpha - \beta \frac{l}{r}$ bestimmt, wobei α zwischen 1055 und 1196 kg/qcm und β zwischen 3,94 und 5,27 kg/qcm, je nach der Bearbeitungs- und Einspannungsweise des Gliedes, liegt; l bezeichnet hierbei die Länge des gedrückten Stabes und r dessen Trägheitshalbmesser. Bei Zuggliedern liegen die Grenzen zwischen 703 kg/qcm (bei Gegenständen mit Spannmuttern) und 10,55 kg/qcm. Niete und Gelenkbolzen können bis 703 kg/qcm auf Scherung, 1125 kg/qcm auf Zug und 1406 kg/qcm auf Biegung beansprucht werden. Für das Mauerwerk (sehr guter Sandstein) waren 21,1 kg/qcm und für Beton (Portland-Cement) 10,5 kg/qcm zulässig. Der Laibungsdruck der Wellzapfen betrug nur 42,2 kg/qcm und der Pufferdruck nur 14,1 kg/qcm. Jedes Drahtseil von 38 mm Durchmesser ist mit 8,5 t belastet. Die kleinsten Eisenstärken der Fahrbahnteile betragen 9,5 mm, die aller übrigen 7,9 mm.

Die thatsächlichen Kosten des ganzen Brückenbaues, ausschliefslich des Landanschlusses, betrugen 840000 M. (1 Dollar = 4,20 M.) und überschritten die veranschlagten Kosten ganz wesentlich, teils wegen der wider Erwarten ungünstigen Gründungsarbeiten, teils wegen der gröfseren zur Ausführung gekommenen Turmhöhe u. s. w. Als Vorzüge werden von Waddell, dem Erfinder dieses Systemes, folgende Punkte namhaft gemacht: 1. Kleinster Bedarf an zu überbauender Grundfläche, 2. ungehinderter Verkehr an den unmittelbar anschliefsenden Uferstrecken, 3. um 30% kleinerer Zeitbedarf zum Öffnen der Brücke als bei gleichwertigen Drehbrücken, 4. Zulässigkeit beliebig schwerer Fahrbahntafeln, 5. Ausführbarkeit weit gröfserer Stützweiten als bei Dreh- und anderen beweglichen Brücken und 6. Einfachheit der Maschinenanlage.

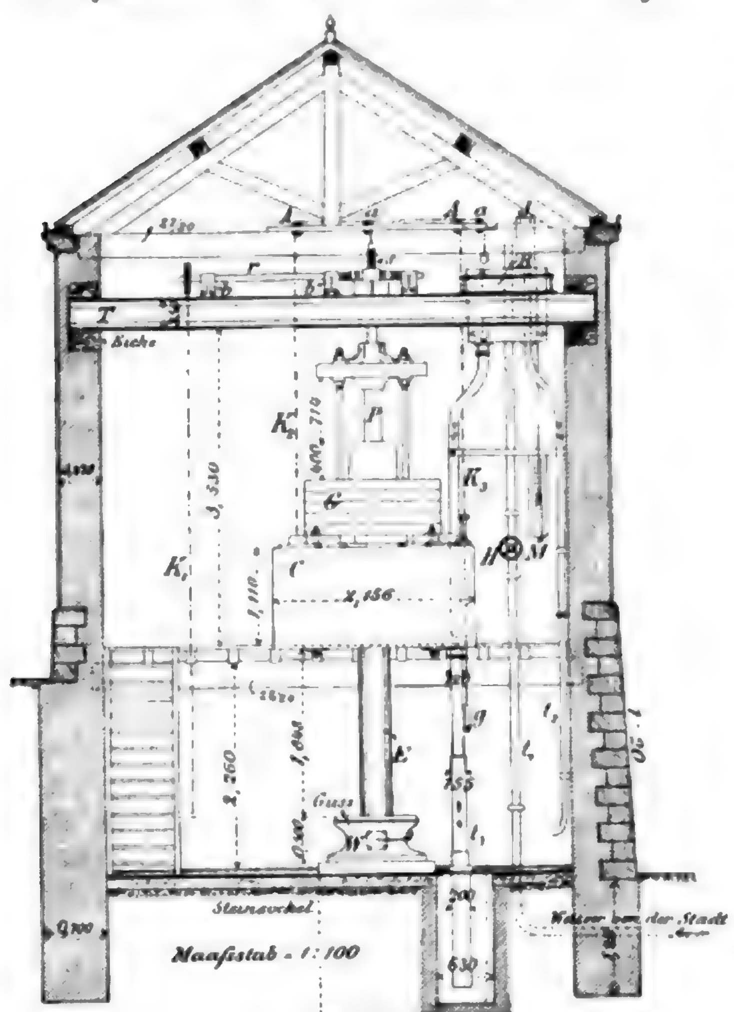
Einige von diesen Punkten sind in dieser allgemeinen Fassung nicht ganz einwandfrei; ein kaum zu beseitigender Nachteil dieses Brückensystemes liegt, besonders wenn der frei zu haltende Verkehrsraum erheblich wird, in dessen äufseren Erscheinung, die mit einem schönen Städtebild schwerlich in Einklang gebracht werden kann.

e. Die Hubbrücke von Larrey (Vorstadt von Dijon) [Litt. 7]

wurde an Stelle einer Steinbrücke, die für die Kanalschiffahrt ein stetes Hindernis gebildet hatte, ausgeführt. Nach langjährigen Studien hatte man aus 5 Entwürfen (3 festen, 1 Drehbrücke und vorliegender Hubbrücke) die letztere zur Ausführung gewählt. Es war eine Brücke mit untenliegenden Trägern bei sehr geringer Konstruktionshöhe über den Kanal (einschliefslich des Leinpfades, 9,8 m breit) unter Vermeidung von Rampen zu führen, die eine zeitweilige Vergröfserung der Lichthöhe (bei gesenkter Brücke und ungehindertem Strafsenverkehr 2,4 m) für die Kanalschiffe um 1,3 m gestattet. Die Brückenbreite beträgt 6,10 m (4,5 m die mit Holzpflaster versehene Fahrbahn und je 0,8 m die Fufswege); die ganze stählerne Brückentafel ist aus äufserst niedrigen (0,540 m bezw. 0,354 m die Hauptträger- und 0,20 m die Querträgerhöhe) Blechträgern zusammengesetzt, wobei die beiden äufseren, unmittelbar unter den Geländern befindlichen Hauptträger höher als der mittlere ausgebildet werden konnten; sie ruht in den 4 Ecken auf Druckwasser-Kolben, die durch Zahngestänge mit lotrechten Zahnstangen von einer allen gemeinsamen Druckwasser-Presse gleichzeitig gehoben und gesenkt werden. Der bewegliche Teil dieses Druckwasser-Kraftsammlers (Fig. 79) setzt sich zusammen aus einem unveränderlichen Gewicht G (Gufsscheiben) und einer dieses umschliefsenden eisernen kreisrunden Kufe C, die nach Bedarf mit Wasser gefüllt werden kann. Ist diese Kufe leer, so ruht die Brücke infolge ihres gröfseren Gewichtes auf den festen Auflagern (eichenen Querschwellen an beiden Widerlagern); die Druckwasser-Kolben sind dabei nicht druckfrei, aber unfähig, allein die Brücke zu tragen; sie werden jedoch, in später zu besprechender Weise, meistens druckfrei gemacht. Durch Füllen der aus 4 mm dickem Blech gefertigten Kufe mit Wasser wird der Druck im Kraftsammler gesteigert, sodafs nun die Brücke durch Öffnung des Verbindungshahnes der Druckleitung mit dem Druckwasser-Kolben gehoben werden kann. Das erforderliche Mehrgewicht des Kraftsammlers gegen das anzuhebende Gewicht der Brücke einschliefslich der mitzuhebenden beweglichen Teile der Bewegungsvorrichtung beträgt im ungünstigsten Fall 1,5 t; zur Sicherheit wurde der Fassungsraum der Kufe jedoch für 2,4 cbm Wasser bemessen.

Fig. 79.

Kraftsammler von der Hubbrücke in Dijon.



In die Druckleitung ist eine besondere Vorrichtung *(distributeur)* eingeschaltet, die bezweckt, einerseits das vom Kraftsammler kommende Wasser in 4 eiserne Rohrleitungen von 30 mm Durchmesser, die zu den Hebekolben führen, gleichmäfsig zu verteilen, andererseits aber gestattet, jede der letzteren beliebig ausschalten zu können, im Falle sich schadhafte Stellen zeigen, ohne dafs dabei die anderen Leitungen aufsergewöhnlich belastet werden; die Druckleitungen sind überdies mit Manometern versehen, welche jedes Undichtwerden sofort erkenntlich machen. Die Indienststellung des Kraftsammlers C, G bezw. dessen Anhub an den Druckwassercylinder E (in dessen Innerem der Druckwasserkolben sich befindet), um die Hubhöhe von 2 m erfolgt durch eine einstiefelige Druckwasser-Pumpe, die durch einen Mann

leicht bedient werden kann; diese Pumpe dient aber auch zur Entlastung der Druckleitung während der Zeit, in der sich die Brücke in ihrer gewöhnlichen (nicht gehobenen) Stellung befindet, indem das ganze Gewicht des Kraftsammlers an die Eisenträger T unter der Decke des Maschinenhauses aufgehängt wird, wodurch, wie bereits früher erwähnt, auch die Hebekolben in den Brückenecken druckfrei werden und der ganze eiserne Überbau allein auf den 2 Eichenschwellen aufruht. Dies geschieht wie folgt: Der 193,5 mm starke, massive Stahlkolben P verjüngt sich nach oben in einen Cylinder von 110 mm Durchmesser, in dessen oberes Ende ein Schraubengewinde S geschnitten, an dem eine sehr kräftige Schraubenmutter sitzt; durch Ziehen an der Kette K_1 werden mittels der Welle r, in welche rechte und linke Gewinde geschnitten sind, 2 Backen unter die Schraubenmutter geschoben; läfst man nun durch Öffnen eines Hahnes Druckwasser aus dem Kraftsammler ausfliefsen, so kommt die Schraubenmutter zur Wirksamkeit und überträgt das vollständige Belastungsgewicht des Kraftsammlers mittels der Backen auf die Träger T, wodurch das Druckwasser im Prefscylinder spannungslos wird. Um letzteres wieder unter Druck zu setzen, prefst man mittels der oben erwähnten Handpumpe so viel Wasser in den Cylinder des Kraftsammlers, dafs man infolge der dadurch bewirkten kleinen Hebung in der Lage ist, die Lagerbacken der Schraubenmutter mittels der Kette K_1 wieder zurückzuschieben. Die Wasserkufe wird von dem Behälter R (2,1 cbm Fassungsraum) und dieser von der städtischen Leitung durch die Rohrleitung t gespeist; beim Senken der Brücke läuft das Belastungswasser durch das teleskopartig eingerichtete Rohr t_1 in einen Kanal. Der Füllungszustand des Behälters R wird durch einen Schwimmer an der Skala M dem Maschinisten angezeigt.

Die Cylinder der 4 Hebekolben sind aus bestem Gufseisen zweiter Schmelzung, 1,82 m hoch mit 45 mm dicken Wandungen; die gufsstählernen Hebekolben füllen bei 120 mm Durchmesser die Cylinder voll aus, und greifen mit ihren oberen wagrecht abgeschnittenen Kreisflächen unter die an die Brücke befestigten Auflagerbüchsen.

Die Manometer der Druckleitungen zeigen beim Heben 64 kg/qcm, beim Senken 62 kg/qcm Pressung der Druckflüssigkeit, für welche letztere Wasser mit Glycerin gemischt, das Mischungsverhältnis je der Jahreszeit entsprechend, verwendet wird; dasselbe beträgt im allgemeinen $G:W = 30:100$, bis $50:100$ bei strenger Kälte. Täglich werden ungefähr 10 bis 12 l dieser Flüssigkeit, auf 60 bis 80° C. erwärmt, in die Leitung eingeführt.

Das Gewicht der Brücke einschliefslich der Prefskolben beträgt 28,48 t, das der beweglichen Teile des Kraftsammlers einschliefslich seines Kolbens 17,76 t ($\mu = 0,62$) und das Gewicht des Belastungswassers, um die Brücke aus der Ruhelage zu lösen, 1,08 t. Die Reibungswiderstände stellten sich gröfser heraus, als nach der Rechnung erwartet wurde; es zeigte sich aber auch bei Erneuerung der Liderung, dafs die Druckflüssigkeit teilweise ganz hart war. Der Wasserbedarf für die Kufen beträgt durchschnittlich 10 bis 12 cbm täglich.

Um die Möglichkeit des ungleichen Anhebens in den 4 Ecken der Brücke, sei es infolge verschiedenen Druckes in den Leitungen, sei es aus sonst einem Grunde, ganz auszuschliefsen, sind an jedem Ecke 2 Zahnstangen, die mit dem Mauerwerk fest verbunden sind, angebracht; in diese 8 Zahnstangen greifen 8 Zahnräder von 2,86 mm Teilung, die auf 4 durchlaufenden Hauptwellen von 100 mm Durchmesser an den 4 Seiten der Brücke entlang aufgekeilt sind; durch diese Anordnung ist jeder, bei der geringen Höhe der ganzen Brückenkonstruktion leicht möglichen Verdrehung derselben wirksam begegnet.

Sämtliche Vorrichtungen zur Bewegung der Brücke sind in einem abseits derselben gelegenen, besonders erbauten Maschinenhaus untergebracht, von dem aus die Brücke übersehen und gesteuert wird.

Der Fufsgängerverkehr wird auch über die gehobene Brücke durch 4 besondere Aufgangsstiegen an den Widerlagern aufrecht erhalten. Das Bauwerk macht, soweit aus den Schaubildern ersichtlich, einen gefälligen Eindruck. Die Brücke ist seit Herbst 1890 in Thätigkeit und arbeitet gut; in 5 Sekunden hebt oder senkt sich die Brücke, sodafs der Wagenverkehr bei einem durchfahrenden Schiff nur 1 Minute unterbrochen wird.

Die Kosten der Brücke stellen sich aufserordentlich hoch: Brücke nebst Zufahrt 25963 M. (hiervon treffen jedoch blofs 5078 M. auf den eisernen Überbau), Kraftsammler 5330 M., Bewegungsvorrichtungen 18072 M., insgesamt 49365 M. (1 M. = 0,81 Frs.), das giebt bei einer gesamten Brückenlänge von 22,2 m bei 6,1 m nutzbarer Breite 366 M./qm.

Litteratur

(nach der Zeitfolge geordnet, zugleich Quellennachweis).

Hub- und Zugbrücken betreffend.

1. Träger mit freischwebenden Stützpunkten. L. Brennecke, Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 123, Fig. 6. Der Verfasser schlägt vor, bei Trägern dieser Art statt des zwischen den Kragarmen eingehängten Mittelfeldes eine Roll- oder Hubbrücke zur Gewinnung eines hohen Durchfahrtprofiles anzuordnen.
2. *Über Hamburgs Entwickelung in seinen Hafen-, Zollanschlufs- und Eisenbahnbauten. Diefenbach, Glaser's Annalen 1890, Bd. 26, S. 218, mit Abb.
3. *The Liverpool overhead railway (tilting bridge). Engineering 1891 II, S. 741, mit Doppeltafel.

   G. Richou, Chemin de fer aérien de Liverpool. Génie civil 1892/93, Bd. 22, S. 249, mit Abb. und Taf. 17.
4. Proposed method for operating a vertical lift draw bridge. Charles Steiner, Engineering News 1892 I, S. 652, mit Abb. Bei einer zweiflügeligen Zugbrücke von 76,20 m Gesamtweite soll das Anziehen der Zugketten allein durch Wasserdruck erfolgen, indem in einem wasserdichten lotrechten Blechcylinder ein zweiter, ebenfalls wasserdichter Blechcylinder auf- und abgleitet und damit die Ketten über Rollen aufzieht oder nachläfst; hierbei hat der Plungerquerschnitt 5,25 qm Grundfläche und erreicht die Druckwassersäule eine Höhe von 18,3 m über der Wasserhöhe des Flusses; die in der Kette auftretenden Kräfte sind in einem Kräfteplan zusammengestellt. Bezweckt wird durch die ganze Anordnung: Vollständiger Wegfall irgend welcher Getriebe, sehr geringer Kraftaufwand (das erforderliche Wasser wäre einer Wasserleitung zu entnehmen oder aus dem Flufs zu pumpen), sowie sehr sanfter, durch Ventile jederzeit leicht zu regelnder Gang der Zugketten. Zu einer praktischen Verwertung hat unseres Wissens der Vorschlag nicht geführt; er dürfte auch nur für Länder ohne Winterkälte, wenn kostspielige Bauten zum Schutze der der Kälte ausgesetzten Oberflächen der Wassercylinder vermieden werden sollen, in Betracht kommen können.
5. A proposed lift bridge at Duluth (Minn.) J. A. L. Waddell, Railroad Gaz. 1892, S. 259, mit Taf. Der Erbauer der Halsted-Hubbrücke beschreibt eingehend den Entwurf einer Hubbrücke, die in den wesentlichsten Punkten der ebengenannten Brücke nachgebildet, dabei aber für weit gröfsere Abmessungen des freien Schiffahrtsprofiles bestimmt ist.
6. *Lift bridge over the Harlem river, New-York. Railroad Gaz. 1892, S. 424, mit Abb. Ebendaselbst S. 667. Kurze Mitteilung über deren Inbetriebsetzung.

   P. Crépy, Déplacement d'une pile de pont levis sur la rivière de Harlem (E. U.). Génie civil 1892/93, Bd. 22, S. 360, mit Abb. Die auf S. 72, Fig. 72 abgebildete Brücke mufste anläfslich des endgiltigen Baues einer viergeleisigen Eisenbahn-Drehbrücke versetzt werden, um während dieses Baues den Bahnverkehr aufrecht erhalten zu können. Die Versetzungsarbeiten wurden in folgender Weise vorgenommen: Das Gewicht der eisernen Pfeiler wurde um 100 t verringert (hiervon treffen 85 t auf das Gegengewicht), sodafs die zu bewegende Last nur mehr 180 t betrug; nun wurde der ganze Pfeiler auf Schienen, die auf einer auf Pfählen ruhenden Holzbrücke aus Hölzern von 0,30 × 0,30 m lagerten, mittels 6 Drahtseilen nachts um $12^1/_2$ Uhr (um den Bahnverkehr nicht zu unterbrechen) innerhalb 21 Minuten vorerst um 16,5 m aus seiner bisherigen Stellung weggeschoben, die daselbst entstandene Lücke sofort geschlossen und der Bahnverkehr von 3 Uhr 20 Minuten morgens ab bereits wieder aufgenommen. Der Pfeiler selbst konnte hierauf ohne Überhastung an die neue Baustelle gebracht und daselbst eingestellt werden.
7. *Le pont-levant de Larrey. M. Galliot, Ann. des ponts et chaussées 1893 II, S. 261, mit Taf. 19 bis 21. Beschreibt in eingehendster Weise auf 73 Seiten an der Hand vieler Zeichnungen vorliegende Brücke; auch ist eine ausführliche Berechnung der Bewegungsvorrichtungen gegeben.

   R. Audra, Le pont-levant de Larrey. Génie civil 1894, Bd. 25, S. 161, mit Abb. und Taf. 11. Giebt einen kurzen Auszug aus den Ann. des ponts et chaussées.
8. *Lift bridge over the Chicago river (Halsted). Engineering 1894 I, S. 776, mit Abb. und Doppeltafel, Ebendaselbst 1894 II, S. 6, mit Doppeltafel und S. 24, mit Abb. Sehr viele und deutliche Zeichnungen.

P. Crépy, Pont-ascenseur à Chicago. Génie civil 1892/93, Bd. 22, S. 378, mit Taf. 25, Ebendaselbst Le pont à relèvement de Halsted street, Chicago 1895/96, Bd. 28, S. 81, mit Abb. u. Taf. 6. Enthält 2 grofse, deutliche Schaubilder der geöffneten und geschlossenen Brücke.

Die neue Hubbrücke über den Chicago-Flufs in Chicago. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1893, S. 191 u. 656, mit Abb.

Halsted lift bridge. Railroad Gaz. 1893, S. 143, m. Abb., Ebendaselbst 1894, S. 234, m. Abb.

The Halsted lift over the Chicago river. Engineering News 1894 I, S. 320, mit Abb. und Tafel.

Th. Landsberg, Die Hubbrücke über den Chicago-Flufs in der Süd-Halsted-Strafse. Centralbl. d. Bauverw. 1894, S. 102, mit Abb.

L. le Roud, Pont-levant de Chicago. Nouv. ann. de la constr. 1894, S. 138, mit Abb.

J. A. L. Waddell, The Halsted street lift bridge. American society of civ. eng. 1895, S. 1, mit Abb. und Taf. 1 bis 5. Der Erbauer der Brücke giebt auf 36 Seiten eine sehr eingehende Beschreibung dieses Bauwerkes; auf weiteren 23 Seiten veröffentlicht er den Meinungsaustausch, der sich mit einer Reihe von Fachgenossen hierüber entsponnen hatte. Die Abbildungen enthalten einige sonst nirgends veröffentlichte Einzelheiten.

9. A new lift bridge for Kansas city. Railroad Gaz. 1895, S. 861, ohne Abb. Für diese Stadt soll von Waddell eine Hubbrücke ganz ähnlich der Halsteder, nur für viel gröfsere Durchfahrtsbreite gebaut werden; die letztere würde 128,32 m bei 13,71 m Höhe betragen. Die Brückenbreite ist mit 19,81 m angegeben, von welcher 9,75 m dem Eisenbahn-, 2 × 3,51 m dem Strafsen- und 2 × 1,52 m dem Fufsgängerverkehr dienen sollen.

A lift span 128,32 m. Engineering News 1895 II, S. 401. Kurze Angaben über diesen Entwurf Waddell's.

10. Pont levant sur la Lis, à Houplines. Ann. des trav. publ. de Belgique 1896 I, S. 7, mit Abb. und Taf. 1 u. 2. Es war eine ganz ähnliche Aufgabe wie bei der Larrey-Brücke zu lösen; die Durchfahrtsbreite betrug 7,25 m und die Durchfahrt unter dieser Brücke war auf diese Länge zeitweilig 2,9 m hoch frei zu halten. Die Entfernung der beiden Kaimauern ist hierbei 21 m. Da keine Wasserkraft vorhanden und die Aufstellung eines Gasmotors seitens der Behörde nicht geduldet wurde, mufste zum Handbetrieb gegriffen werden. Die Überbrückung der ganzen Kanalbreite erfolgte dreiteilig, indem auf die beiden Kaimauern Gitterpfeiler aufgestellt und diese mit Fachwerksparallelträgern von 1,8 m Höhe verbunden wurden; die unbeweglichen, an die Kaimauern in Strafsenhöhe anschliefsenden Brückenteile sind, an den oberen Fachwerkträgern hängend, mit denselben fest verbunden und bilden ihrerseits die Auflagerung und Führung für das mittlere, 7,25 m lange, bewegliche Brückenstück, dessen Gewicht im Betrag von 12 t bis auf 0,1 t gegengewichtet ist, sodafs ein Mann mittels eines gewöhnlichen Kurbelgetriebes bei 13 kg Kurbeldruck die an Galle'schen Ketten aufgehängte Mittelöffnung bequem heben und senken kann. Die festen Brückenteile sind durch Pfahlwerk gegen anfahrende Schiffe geschützt. Bei 4,38 m Hauptträgerentfernung und 4 m nutzbarer Fahrwegbreite, für eine Belastung durch einen 18 t-Wagen berechnet, betragen die Gesamtkosten 55 080 M., wovon 32 400 M. auf den eisernen Überbau und Zubehör, 22 680 M. auf die Widerlagerherstellung treffen. Der bewegliche Teil des Überbaues wurde aus Stahl, die festen Teile aus Schweifseisen angefertigt.

IV. Roll- und Kranbrücken.

Wenn auch diese beiden Systeme bei der Ausführung neuerer beweglichen Brücken weniger Berücksichtigung fanden, hat gleichwohl die erstgenannte Brückengattung eine weitere Ausbildung erfahren, da wiederholt bei Entwürfen ganz hervorragender Brückenbauwerke dasselbe ausgedehnteste Verwendung gefunden. Bei dem Wettbewerb für die bedeutende Schiffahrtskanalbrücke in Duluth wurde die Anordnung einer Rollbrücke als die beste Lösung der gestellten Aufgabe erachtet.

a. Entwürfe für eine bewegliche Brücke über den Schiffahrtskanal in Duluth (vergl. Fig. 57, S. 43).

Die beachtenswerte Preisbewerbung für diese Brücke (vergl. S. 42) hat auch eine Reihe von Rollbrücken-Entwürfen gebracht, von denen der auf S. 43, Fig. 57 *e* dargestellte als der beste unter allen 20 Entwürfen mit dem ersten Preis ausgezeichnet wurde; es soll dieser, sowie die beiden weiteren Brücken dieses Systemes (Fig. 57 *g* u. *f* auf S. 43) kurz beschrieben werden.

α) Arentz und Saugdahl (Fig. 57 *e*, S. 43) wählten eine einfache Rollbrücke *(sliding draw bridge)* und trennten den Strafsen- von dem Trambahnverkehr, indem sie beide in verschiedener Höhe über die Brücke leiteten. Die Trambahngeleise werden durch Rampenanlagen mit der Brücke verbunden. Beim Öffnen und Schliefsen der Brücke rollt sie auf einem Geleise rück- oder vorwärts. Das von dem durch Anordnung geneigter Wandungen nach allen Richtungen möglichst standhaft ausgebildeten Centralturm aufzunehmende Gewicht im Betrag von ungefähr 1200 t wird durch die 12 Hauptpfosten des Turmes (siehe Fig. 57 *e*, Grundrifs) auf eine grofse Grundfläche verteilt, weshalb jeder Pfostenfufs auf einem Schemel, unter dem 6 Doppelrollen laufen, ruht; die Führung dieser ganzen Rollenschar erfolgt für jede Rolle (von 0,914 m Durchmesser bei 254 mm Breite mit starker Flansche in der Mitte) durch ein Paar 31,8 kg schwerer Stahlschienen auf schmiedeeisernen mit dem Grundmauerwerk verankerten Platten. Um die wegen der Verschiebung um 93,32 m erforderliche ausgedehnte Gründung auszunutzen und dabei an dem Brückengewicht zu sparen, sind alle unteren Knotenpunkte des Landarmes ebenfalls mit Schemeln ausgestattet, die auf je 4 Rädern (von 0,610 m Durchmesser und 127 mm Breite und nur einem Flansch auf der Innenseite) auf den Schienen der Turmgeleise laufen. Während der Bewegung dienen jedoch diese Schemel hauptsächlich nur als Führung. Der erforderliche Überschufs an Gegengewicht für den Stromarm im Betrag von 200 t ist nächst den 3 Endfachen des Landarmes untergebracht. Das Abheben des Stromarmes vom Auflager erfolgt mittels elektrischen Antriebes vom Brückenende am Landarm aus, in der Weise, dafs durch entsprechende Übersetzungen die an den Turmkopf schliefsenden oberen Gurtungsfache verkürzt werden. Die Bewegung der Brücke bewirken 6 je 38 mm starke Drahtseile, die über 1,52 m Rollen laufen und sich um mit Rollen versehene Trommeln von 3,05 m Durchmesser und 775 mm Breite, die auf die aus dem Maschinenhaus kommende Hauptwelle aufgekeilt sind, aufwinden. Als Kraftquelle dient eine 116pferdige Zwillingsdampfmaschine, die mit kraftvollen Bremsen ausgestattet und zum Umsteuern eingerichtet ist. Für die elektrische Beleuchtung der Brücke, sowie für die bereits erwähnte Endhebung und Bedienung der Signalvorrichtungen ist eine weitere kleine Dampfmaschine, von der eine Dynamomaschine angetrieben wird, vorgesehen. Die zum Öffnen oder Schliefsen benötigte Zeit ist mit 1 Minute, die Gesamtkosten sind mit 991200 M. angegeben.

β) Der Entwurf Sanne & Finley enthält eine seitlich bewegliche Zufahrt (s. Fig. 57 *g*)[24]; die Brücke wird durch einfaches Zurückrollen, nachdem durch seitliches Ausschieben der Zufahrt die Laufschienen frei geworden, geöffnet. Die Kosten der Brücke einschliefslich der Zufahrten sind auf 588000 M. berechnet.

γ) Entwurf Sooysmith & Co. Die Gesamtanordnung ist aus Fig. 57 *f*, S. 43 ersichtlich. In der Mitte ist die Brücke in geschlossenem Zustand durch sehr kräftige Zapfen aus Phosphorbronze verbunden, die vor dem Öffnen durch ein von dem Hauptpfosten jeder Brückenhälfte ausgehendes Schraubengetriebe durch Dampfkraft zurückgezogen werden müssen; bevor die Brückenhälften selbst nun zurück-

[24]) Auf S. 43 irrtümlich mit *e* statt mit *g* bezeichnet.

gezogen werden, tritt eine kleine Kippbewegung um die wagrechte Pfeileraxe ein, wodurch die Brückenenden erst von einem festen Auflager daselbst frei werden. Jede Brückenhälfte ist durch bewegliche Gegengewichte derart im Gleichgewicht gehalten, dafs ohne Berücksichtigung des Windes die Reibungswiderstände allein zu überwinden wären. Die Gesamtkosten sind mit 588000 bis 798000 M., je nach deren Höhe über dem Wasserspiegel, angegeben. Ein ganz ähnlicher Entwurf Waddells ist auf 646800 M. veranschlagt. Diese Brücken benötigen beiderseits des Flusses grofse Streifen Landes.

Litteratur

(nach der Zeitfolge geordnet, zugleich Quellennachweis).

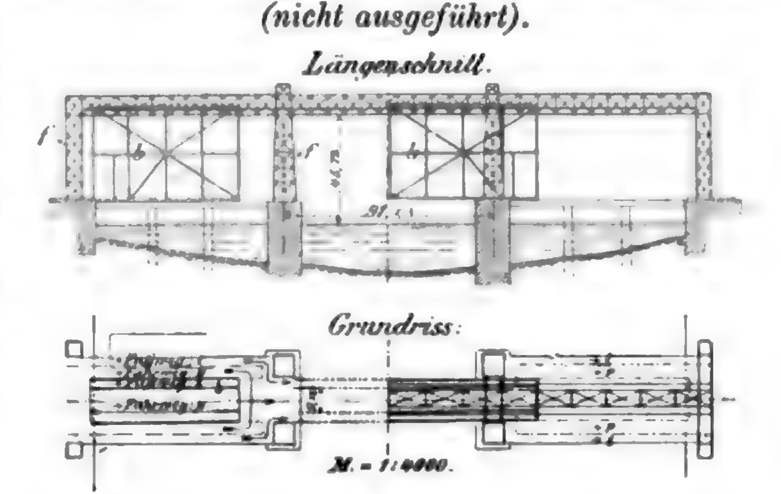
Rollbrücken, Kranbrücken und Brücken mit beweglicher Bühne betreffend.

1. *Competitive designs for a bridge over the Duluth ship canal. Engineering News 1892 II, S. 390, mit Tafel.

P. Crépy, Projets d'un pont mobile sur le canal de Duluth. Génie civil 1892/93, Bd. 22, S. 101, mit Taf. 7.

2. Rolling platform bridges. Engineer 1893 II, S. 382, mit Abbild. Giebt eine der vielen, anläfslich des Baues der Tower-Brücke geplanten Lösungen der damals gestellten Aufgabe. Die Steinkonstruktion reicht blofs bis über Hochwasser. Die beweglichen Plattformen *b* sind mittels Rollen an dem oberen durchlaufenden Fachwerkträger aufgehängt, über dessen Mittelfeld der Fufswegverkehr durch Aufzüge oder Treppen in den mittleren Pfeilertürmen ununterbrochen erfolgen kann. Den Fahrverkehr vermitteln die unten gelegenen Plattformen der Kastenträger *b*, die in der Strafsenhöhe liegen, ohne Zufahrtsrampen zu benötigen. Abgesehen von der wenig gefälligen äufseren Erscheinung dieses Entwurfes enthält er einen unter Umständen brauchbaren Grundgedanken.

Fig. 80. *Vorschlag für die Tower-Brücke in London (nicht ausgeführt).*

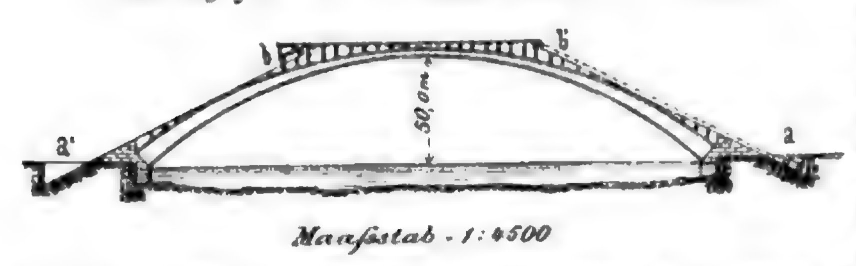


3. J. E. Tuit, The Tower bridge, London 1894. S. 19, Fig. 1 und S. 29 Beschreibung hierzu. Entwurf einer Rollbrücke über die Themse von Barclay Bruce, 1876. Die Themsebreite von 241 m teilte Bruce in 7 gleiche Öffnungen von je 30,48 m Lichtweite mit Zwischenpfeilern von 4,57 m Stärke, über die eine bewegliche Plattform, von 91,44 m langen Parallelfachwerkträgern getragen, gerollt werden konnte; bei diesem Verhältnis zwischen Lichtweite und Träger mufsten immer mindestens 2 Pfeiler den Rollenträger unterstützen. Das Gewicht des ganzen beweglichen Teiles unter Zugrundelegung einer Belastung von 776 kg/qm durch Verkehrslast giebt der Verfasser zu 5000 t, die Gesamtkosten, einschliefslich der Maschinerie, auf 2937600 M. und die jährlichen Betriebskosten auf 204000 M. an; hierbei gedachte er innerhalb 3 Minuten 100 Fahrzeuge und 1400 Passagiere überzusetzen.

4. G. Lebris, Les constructions métalliques, Paris 1894. S. 255, mit Abb. Eine Rollbrücke in Tien-Tsin (China) für Strafsenverkehr ist aus 2 Teilen gebildet, um über 2 Zwischenpfeiler aus Eisen über die Widerlager hinausgerollt werden zu können, bis zwischen den Pfeilern eine Durchfahrtsweite von 8,5 m vorhanden ist. Die Bewegung erfolgt durch Winden innerhalb der Pfeiler, Zahnräder und Zahngestänge; letzteres ist in der Längsrichtung der Brücke unter deren Fahrbahntafel befestigt.

5. Die neue Brücke über die Themse in London unterhalb des Tower. Barkhausen, Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1894, S. 411, mit Abb. Für eine weitere, stromab der neu erbauten Tower-Brücke geplante Brücke ist der in Fig. 81 gegebene Vorschlag gemacht worden. Die Bogenbrücke, die der Schiffahrt genügend Durchfahrtshöhe gewährt, dient dem Verkehr zweier Wagen *a* und *b*, die an demselben Seile hängend sich wechselseitig als Gegengewicht dienen.

Fig. 81.
Vorschlag für eine Themse-Brücke in London.



Werden zwei solche Seilbahnen mit entgegengesetzt gerichtetem Betrieb zu gleicher Zeit in Gang erhalten, so kann ein nahezu ununterbrochener Fuhrwerksverkehr aufrecht erhalten werden, während der Fufsgängerverkehr mittels der leicht anzubringenden Treppen-Anlagen stets ungehindert stattfindet.

6. A novel swinging foot bridge. Engineering News 1895 I, S. 50, mit Abb. Anläfslich der Ausbesserung einer Drehbrücke in San Francisco wurde mit sehr einfachen Mitteln eine Kranbrücke für Fufsgängerverkehr, die nur vorübergehend Dienste zu leisten hat, hergestellt. Als Drehzapfen dient ein 30,48 m langer, runder Pfahl, der 12,19 m über den Kai reicht und nach drei Richtungen mit Seilen verankert ist. Die Brückenträger sind einfache Hängewerke, deren Untergurt je aus einem 18,9 m langen Balken besteht; das eine Brückenende ist um den Hauptpfahl drehbar, das andere Ende ist durch ein Seil mit dem Kopf des letzteren ebenfalls wagrecht drehbar verbunden; der Hauptpfahl ist nicht genau lotrecht, sondern um 0,61 m gegen die Brückenlängsaxe vornüber geneigt; soll die Brücke seitwärts gedreht werden, so braucht nur das zur Rückverankerung dienende Seil mittels einer Winde etwas angezogen zu werden, wodurch das Brückenende sich vom Auflager abhebt. Nach dem Eindrehen kommt die Brücke durch die Wirkung des Eigengewichtes in die Ruhelage. Die Einzelheiten dieser sehr einfachen Anordnung sind durch deutliche Zeichnungen klargestellt.

V. Schiffbrücken (schwimmende Brücken), Fähren und Landebrücken.

---

a. Die Pontonbrücke über den Düna-Strom bei Riga [Litt. 20].

Die neue, an Stelle einer Flofsbrücke erbaute, 524,13 m lange Pontonbrücke zeigt wesentliche Vervollkommnung in dem Bau dieser Brückengattung, die um so beachtenswerter sind, als diese Brücke einen hervorragenden Platz unter ihresgleichen einnimmt, sowohl in Bezug auf ihre Gröfsenverhältnisse, als auch mit Rücksicht auf die hohen Anforderungen, die an ihre Leistungsfähigkeit infolge der örtlichen und klimatischen Verhältnisse des Landes gestellt werden müssen.

Die Pontonbrücke (in ihrem endgiltigen Zustand) setzt sich zusammen aus 14 Normalelementen, 2 ausfahrbaren Öffnungen zum Durchlassen der Schiffe und 2 Uferelementen, die den Anschlufs der Brücke mit den Ufern zu vermitteln haben. Die Brückenbreite beträgt 13,96 m (= 10,76 m [Fahrweg] und 2 × 1,6 m [Fufsweg]). Die Fahrbahntafel und Fufswege sind aus Holz. Ein Normalelement hat 32 m Länge und ist aus 4 Fachwerkträgern mit kastenförmigen Gurtungen gebildet. Die Entfernung der die Fachwerkträger stützenden Pontons ist 19,5 m, sodafs über die letzteren die Fachwerkträger um je 6,25 m herausragen. Die Pontons sind vollkommen geschlossene Hohlkörper aus Eisenblech, die durch 4 Querwände in 5 wasserdichte Einzelräume zerlegt werden. Die ovalen Pontons spitzen sich gegen beide Enden hin zu, und geben schliefslich in eine scharfe Spitze aus. Die gesamte Länge von Spitze zu Spitze aller Normal-

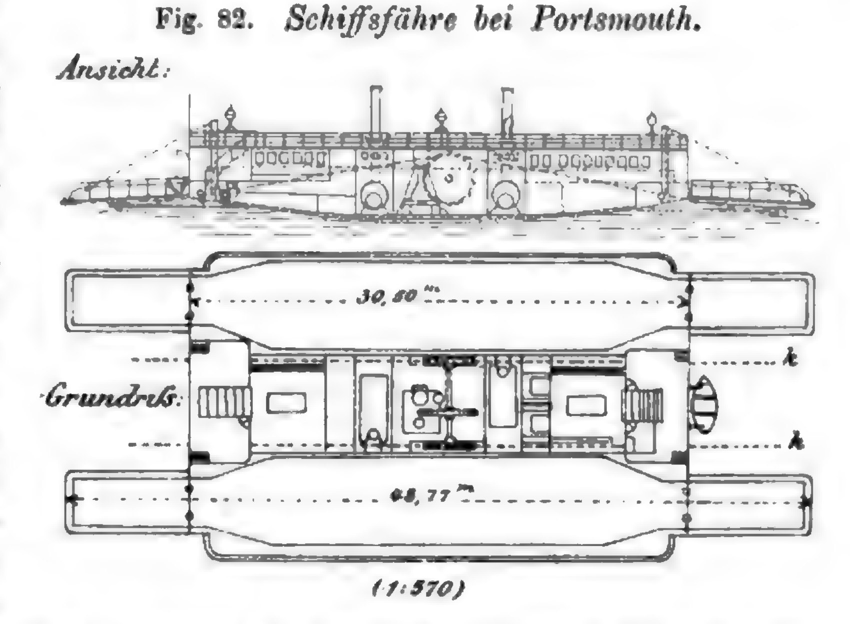
elemente ist 26,05 m, die der Uferelemente nur 23,16 m. Jede der 5 wasserdichten Abteilungen ist mittels gut abdichtender Mannlöcher zugänglich gemacht, um Nachbesserungen vornehmen zu können. Die Pontons sind, mit Rücksicht auf den Widerstand beim Eisgang, in dem Flufsgrunde in neuer, sehr zweckmäfsiger Weise durch sich kreuzende Ketten von 38 mm Gliedstärke verankert, wodurch deren Widerstandsfähigkeit gegen Treibeis erheblich gesteigert wird. Durch die neue Anordnung der Brückenelemente wird bei 5,5 m Wassertiefe die nutzbare Querschnittsfläche nur um 6% durch die Pontons verengt. Die eigenartige Gestalt der Pontonenden in Verbindung mit der oben erwähnten Verankerungsweise mittels Ketten befähigt die Pontons als sehr kräftige Eisbrecher zu wirken. Durch eine ebenfalls neue, sinnreiche Verbindung der einzelnen Brückenelemente mittels Stellschrauben an den zusammenstofsenden Kragarmenden erfolgt ein elastisches Übertragen einzelner Lasten auf eine gröfsere Anzahl von Pontons, wodurch ein gleichmäfsigeres Eintauchen der mehr und weniger belasteten Pontons erzielt wird.

Ein Ponton eines Normalelementes wiegt 22,3 t und besitzt eine Tragkraft von 180 t. Bei den Uferelementen verringern sich diese Zahlen auf 14,3 bezw. 128 t. Das Gewicht des eisernen Oberbaues eines Normalelementes (32 m lang) beträgt 60,6 t, also 1,9 t/m Brückenlänge. Die der Tragkraftberechnung zu Grunde gelegten Belastungen sind 400 kg/qm für die Fahr- und 560 kg/qm für die Fufswege.

b. Die Schiffsfähre bei Portsmouth [Litt. 8].

Schiffsfähren, wenn sie in der in Fig. 82 dargestellten Weise angeordnet sind und, wie meistens der Fall ist, von Ufer zu Ufer durch Ketten geführt werden können, besitzen folgende nicht unerhebliche Vorzüge: 1. Die Anschaffungskosten sind verhältnismäfsig nicht sehr grofs; 2. Wind und wechselnder Wasserstand stören den Betrieb wenig; 3. bedürfen sie keiner Schiffahrtskunst; 4. können sie, wenn für Dampfbetrieb eingerichtet, jeden Augenblick angehalten werden; 5. ist die erforderliche Betriebskraft sehr gering.

Fig. 82. *Schiffsfähre bei Portsmouth.*



Die in Fig. 82 dargestellte, im Herbst 1892 in Betrieb gesetzte Dampffähre ist im wesentlichen nichts anderes als ein Neubau der seit 1840 im Betrieb stehenden Holzfähre in neuer, den heutigen Anschauungen und Anforderungen entsprechender Ausführung und Ausstattung.

Der Schiffskörper ist 30,50 m lang und 18,90 m breit und hat nur 0,46 m Tauchungstiefe. An jedem Ende sind 2 Schnäbel *(prows)* angebracht, um die Landung bei jedem Wasserstande leicht ausführen zu können; die Eigengewichte dieser Schnäbel halten sich, da sie miteinander durch Ketten verbunden sind, im Gleichgewicht. Die Kabinen, Kessel und Maschinen sind im länglichen Mittelraum untergebracht und dieser ist, sowie auch das obere Promenadedeck durch Stiegen von verschiedenen Seiten aus

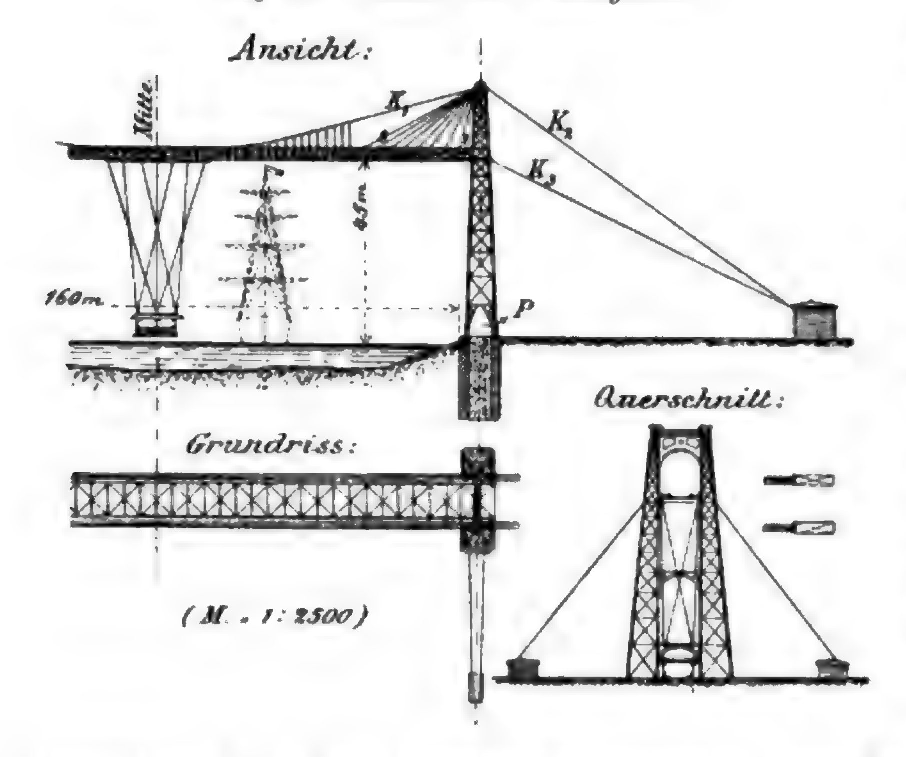
zugänglich gemacht. Die alten Führungsketten aus weichem Stahl und 38 mm starken Gliedern ohne Stege wurden wieder verwendet. Die grofse Stärke der Ketten hat den Vorzug, dafs sie sehr steil ins Wasser abfallen, mithin in kurzer Entfernung vor und hinter dem Schiff bereits 6 bis 9 m Wassertiefe für die Schiffahrt vorhanden ist; auch nutzen sich die Ketten sehr wenig ab und bedürfen die Kettenräder, die aus Stahlgufs sind und deren Zähne ausgewechselt werden können, selten einer Ausbesserung.

Das Fährschiff ist mit 2 Hochdruckmaschinen ausgestattet; an eine derselben ist eine Dynamomaschine für die elektrische Beleuchtung gekuppelt, die in erster Linie für den Maschinenraum, dann für das Schiff überhaupt zu dienen hat. Nur eine dieser Maschinen ist ständig im Betriebe, die andere dient als Rückhalt; bei eintretendem Unfalle der Hauptmaschine kann die Fähre überdies von Hand bewegt werden. Der ganz aus Stahl gebaute Schiffskörper ist in 5 wasserdichte Abteilungen zerlegt. Eine Fahrt benötigt 5 bis 6 Minuten zur Zurücklegung eines Weges von 548 m und wird alle halbe Stunde ausgeführt. Dies ist ein grofser Nachteil des Fährschiffes, kommt im vorliegenden Falle jedoch weniger in Betracht, da aufser ihm alle 10 Minuten kleine Dampfboote verkehren. Der Fassungsraum des Schiffes beträgt 1000 Personen. Angaben über Anschaffungs- und Betriebskosten fehlen.

c. Die Fähre von Portugalete [Litt. 13]

dient zur Verbindung der Stadt Portugalete mit dem Seebad Las Arenas. Diese Brücke löste in neuer Weise die Aufgabe, unter Freihaltung eines aufsergewöhnlich grofsen Raumes für die Schiffahrt (im vorliegenden Falle 160 m Breite und 45 m Höhe) einen Uferverkehr, wenn auch nicht ununterbrochen, herzustellen.


Fig. 83. *Fähre von Portugalete.*



Die 61 m hohen Pfeiler sind aus Winkeleisen 150 × 150 × 11 mm und 11 mm dicken Blechen zusammengesetzt; die 2 Hauptkabel K_1 werden aus je 4 Drahtseilen von je 22 qcm gebildet; die schrägen Absteifungskabel 1 bis 8 haben 4,23 bis 6,77 qcm Querschnittsfläche. Alle diese Kabel vereinigen sich auf dem Pfeilerkopf in einem wagrecht verschieblich gelagerten Bolzen, von dem aus die Ankerkabel K_2 zu den massiven Mauerblöcken unten führen. Die Brücke ist heftigen Stürmen ausgesetzt und für 275 kg/qm Winddruck berechnet. Die Kabel aus weichem Stahldraht besitzen eine Zerreifsungsfestigkeit von 9000 kg/qcm; das Stahlmaterial der Pfeiler 6000 kg/qcm bei 22 % Dehnung; die oberen Brückenträger aus weichem Stahl 4400 kg/qcm bei 24 % Dehnung; die zulässige Beanspruchung betrug 1000 kg/qcm.

Der bewegliche Brückenteil, die Plattform *(charriot transbordeur)* hat bei 8 m Länge und 6,25 m Breite für 150 Personen Sitzplätze, ist mit 18 Drahtseilen an die oberen Führungsrollen angeschlossen und legt die Fahrt von 160 m in nicht ganz einer Minute zurück. Der Antrieb erfolgt durch eine 25pferdige Dampfmaschine, von der jedoch blofs 5 Pferdekräfte für die Förderung der Brückengondel in Anspruch genommen

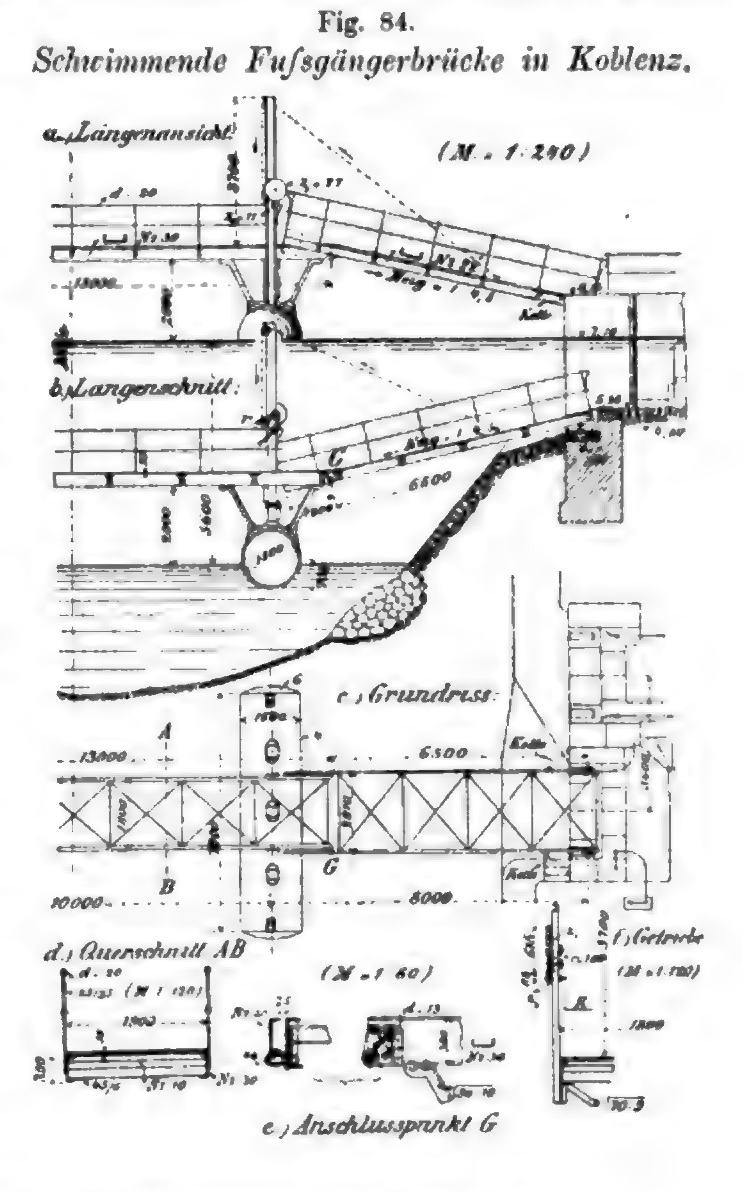
werden; die übrige Kraft der Dampfmaschine wird für Beleuchtung und andere Zwecke abgegeben. Eine schaukelnde Bewegung der Gondel soll sich nicht bemerkbar machen. Die Prüfung der Brücke erfolgte mit 40 t Last. Erdacht wurde die Brücke von dem spanischen Architekten De Palacio und durchgebildet und gebaut von dem französischen Ingenieur Arnodin. Unbestreitbare Vorteile dieses Systems sind geringster Bedarf an Baugrund und Entfall jeglicher Rampenanlage.

d. Schwimmende Fufsgängerbrücke über die Einfahrt zum Mosel-Sicherheitshafen bei Koblenz [Litt. 1].

An Stelle einer alten Schiffbrücke wurde der in Fig. 84 dargestellte schwimmende Fufsgängersteg, rechtwinkelig die Hafenmündung überschreitend, errichtet. Die drehbaren Aufsenklappen ruhen landwärts auf 200 mm starken Gufsrollen; wasserwärts sind sie in der aus Fig. 84 *e* ersichtlichen Weise an das mittlere Schwimmfeld angeschlossen. An dem über *G* vorragenden Kragstück von 1,20 m Länge sind 500 kg schwere Gegengewichte angebracht. Die Längswandungen der beiden Schwimmtonnen sind aus 4 mm, die gewölbten Enden aus 6 mm starkem Blech hergestellt. Jede Aufsenklappe besitzt 2 Winden *K* (Fig. 84 *f*) zum Aufziehen, sodafs 4 Mann zur Bedienung erforderlich sind. Um den verlangten nutzbaren Wasserhöhenunterschied von 5,6 m ohne allzu steile Aufsenfelder zu erhalten, sind 2 nebeneinander gelegene Zugänge in 2,8 m Höhenunterschied angeordnet; die Stellungen der Brücke für die beiden Grenzstellungen sind in Fig. 84 *a* eingezeichnet. Für die Durchfahrt grofser Schiffe und bei Eisgang wird die ganze Brücke ausgefahren. Bei einer Tragkraft von 280 kg/qm belaufen sich die Gesamtkosten auf 12410 Mark, wovon 8000 Mark auf die Widerlager- und Rampenanlage, 3900 Mark auf den eisernen Überbau und 510 Mark auf die Bedienung entfallen.

Fig. 84.

Schwimmende Fufsgängerbrücke in Koblenz.



e. Fähre über den Michigan-See und Landungsbrücke dazu [Litt. 11].

Das Fährschiff, in dessen oberem gedeckten Raum 4 Geleise für Eisenbahnzüge (insgesamt für 24 Wagen) liegen, landet in einer aus Pfahlreihen und Längshölzern gebildeten Bucht, die genau die Form des Schiffes haben sollte, siehe Fig. 85 *c* u. *f*; ersterer mögen auch die Hauptabmessungen des Schiffes entnommen werden. Bei der Herstellung dieser Landebucht waren erhebliche Schwierigkeiten zu überwinden, da

man beim Pfähleschlagen teilweise auf altes Holzwerk stiefs, teilweise in schwarzen Schlamm geriet, sodafs statt 13,68 m 21,28 m lange Pfähle verwendet werden mufsten. Die Rammen, auf Flöfsen aufgestellt, hatten eine Höhe von 16,72 m und der Fallbär wog 1,27 t. Alle Pfähle waren mit Eisenschuhen beschlagen. Sämtliche, dem Anprall des Fährbootes ausgesetzten Hölzer sind aus Eichenholz, die kurzen Pfähle aus Eichen- oder Ulmen-, die langen aus Fichtenholz. Beim Aus- und Einladen der Eisenbahnzüge erfolgt die Verbindung der Schiffsgeleise mit den festen Geleisen am Lande durch die in Fig. 85 *c* u. *d* dargestellte Zugbrücke, deren Wirkungsweise aus der Zeichnung klar ersichtlich ist. Die Hauptträger sind 15,58 m lange Blechträger aus 10 mm dicken Wandblechen, ungleichschenkeligen Gurtungswinkeln, 150 × 100 mm und 330 × 12,5 mm starken Deck-Flacheisen zusammengesetzt und durch 75 × 75 mm Winkel entsprechend abgesteift. Die Brückenbreite von 8,51 m genügt für 4 Reihen Güterwagen.

Fig. 85. *Landebrücke für die Fähre über den Michigan-See.*

Die Handhabung der Brücke ist folgende: Da das Gegengewicht *G* blofs das Eigengewicht der Zugbrücke auszugleichen hat, erfolgt das je nach der Tauchungstiefe des Fährschiffes erforderliche Heben oder Senken der Landungsbrücke durch Antrieb von der Hauptwelle *A* (Fig. 85 *d*) aus, die ihrerseits durch Kegelradübersetzung mittels bei *h* (Fig. 85 *g*) bezw. bei *S* (Fig. 85 *d*) eingesteckter Tummelbäume in Bewegung gesetzt wird, und nun mittels der am Gegengewicht *G* befestigten Kette die auf dem hölzernen Querbock (Fig. 85 *c* u. *d*) um wagrechte Drehaxen beweglichen Eisenhebel

(2:1) dreht; die erforderliche Hebekraft leistet dabei das Gegengewicht G durch Vergröfserung seines Schwerpunktabstandes von der Drehaxe des Hebels.

Um die beim Anfahren des Fährschiffes (1000 t Tragkraft) unvermeidlichen Stöfse unschädlich zu machen, wurde die Federpufferung f (Fig. 85 c u. h) angeordnet.

Die beiden völlig gleich gebauten Fährschiffe besitzen eine Tauchtiefe von 3,65 m (die Tiefe der Landungsbucht ist 5,63 m) und eine Wasserverdrängung von je 2550 t; da sie häufig bei Treibeis und heftigen Stürmen die 100 km weite Strecke zurückzulegen haben, sind dieselben sehr kräftig gebaut, und überdies gegen Eisgefahr durch 5 mm Stahlbänder, die auf 125 mm starkem Eichenholz befestigt, bis 1,20 m ober- und unterhalb der Wasserlinie reichen, geschützt. Der Schiffsschnabel ist bis auf den Kiel reichend mit Stahlverkleidung ausgestattet, da das Schiff auch als Eisbrecher zu dienen hat. Jedes Schiff ist mit einer wagrechten Verbundmaschine von 508 bezw. 1016 mm Cylinderdurchmesser und 912 mm Hub und Kondensationsvorrichtung ausgestattet; die 4 Kessel, von denen 2 im vorderen, 2 im rückwärtigen Schiffsteil aufgestellt sind, können alle gemeinsam auch nur einer Maschine Dampf liefern und haben 9,5 Atm. Dampfdruck. Die Diagramme jeder Maschine zeigen 610 Pferdekräfte bei 86 Umdrehungen. Das Schiff besitzt 3 Schrauben, von denen die vorn gelegene ausschliefslich als Eisbrecher, um den Schnabel möglichst frei zu halten, wirken soll, die beiden rückwärts gelegenen die Vorwärtsbewegung des Schiffes zu leisten haben.

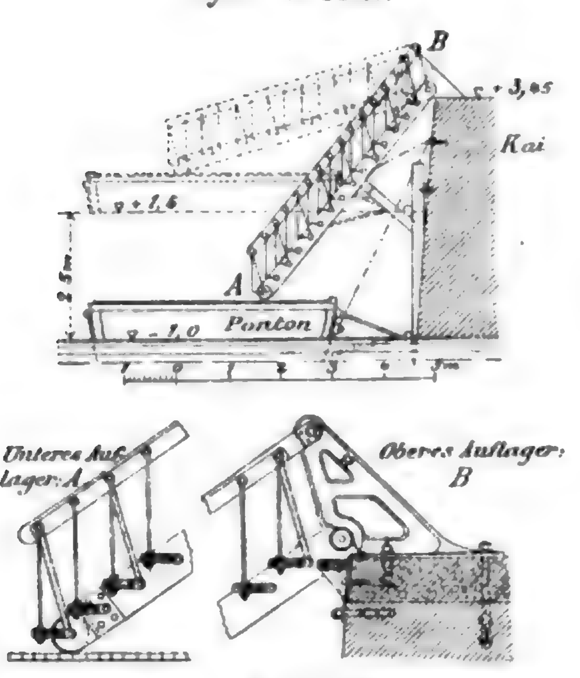
Im Schiffsraum sind entsprechende Vorrichtungen angebracht, die eine unverschiebliche Stellung jedes einzelnen Wagens bei stürmischem Wetter gewährleisten. Angaben über Kosten und Gewichte fehlen.

f. Die Landungsstelle in Antwerpen am Kai Van Dyck [Litt. 3 u. 14]

bietet die für den Verkehr angenehmste Verbindung des festen Landes mit dem Schiffe und zwar bei jedem Wasserstand; sie liegt mitten an einem der schönsten Kais dieser Stadt. Die Anlage selbst gestaltet sich überaus einfach: zwei schwimmende, nur lotrecht bewegliche Pontons, durch Brücken, deren Neigung bei ungünstigem Wasserstand 15% nicht überschreitet, mit dem Ufer verbunden, vermitteln den Verkehr zwischen Schiff und Land. Das grofse Ponton (100 × 21 m) 2 m tief, dient für die Beförderung der Wagen, ein kleineres (20 × 10 m) für die der Fufsgänger und der Tiere. Das erstere ist aus 5 einzelnen, 20 m langen, mit Pumpen und Einsteigöffnungen ausgestatteten Teilen zusammengesetzt, und erfolgt die Führung desselben an den Kaimauern, beim Heben und Senken hervorgerufen durch Flutwechsel, mittels der in Fig. 86 a gezeigten Anordnung; das Wegschwimmen desselben wird durch die in Fig. 86 b dargestellten Nischen, in denen Rollen laufen, die mittels Puffer mit dem Ponton verbunden sind, verhindert. Die Zufahrtsbrücke ist beim grofsen Ponton 40 m lang, 6 m breit und hat eine gröfste Neigung von 10%; bei dem

Fig. 86. *Kai Van Dyck in Antwerpen.*

Fig. 87. *Landebrücke vom Ausrüstungshafen in Kiel.*



kleinen (Fufsgänger-)Ponton ändern sich diese Mafse auf 30 m bezw. 3,5 m und 15%. Die oberen Brückenenden sind mittels wagrechter Drehzapfen mit der Kaimauer verbunden; das untere Brückenende läuft auf an den Enden mit Nasen versehenen Gufsplatten mittels Rollen. Kosten und Gewichtsangaben fehlen.

g. Die schwimmende Treppe am Ausrüstungshafen zu Kiel [Litt. 14]

zeigt eine sehr zweckmäfsig und vielfach gebräuchliche Anordnung, wenn es sich nur um Fufsgänger- oder Traglastenverkehr handelt. Die Treppe ist rund 5,2 m lang und schliefst bei höchstem bezw. niedrigstem Wasserstand einen Winkel von 17° bezw. 51° mit der Wagrechten ein, wobei für jede Stellung der Brücke die Auftrittstufen wagrecht bleiben. Das Ponton mufs gegen Abschwimmen entsprechend gesichert sein.

Litteratur

(nach der Zeitfolge geordnet, zugleich Quellennachweis).

Schiffbrücken (schwimmende Brücken), Fähren und Landebrücken betreffend.

1. *Schwimmende Fufsgängerbrücke über die Einfahrt zum Mosel-Sicherheitshafen bei Koblenz. Kirch, Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 497, mit Abb. und Taf. 60. Eingehende Beschreibung, enthält auch die Tragkraftsbestimmung.
2. The Greenwich ferry. Engineering 1888 I, S. 172, mit Abb. Die Fähranlage besteht aus 2 Dampfbooten, 36,58 m lang, 12,19 m breit und 1,83 m Tiefgang, 2 Landungsstegen, 21,34 mal 18,29 m, und 4 auf Schienen laufenden Plattformen (je 2 hintereinander) 18,29 m lang und 7,01 m breit. Letztere sind mit Maschinen und Getrieben versehen, mittels deren sie den Schienen entlang auf den ausbetonierten Uferböschungen (1 : 10) auf und ab bewegt werden können. Die beweglichen Plattformen vermitteln in einfachster Weise, auf diesen geneigten Ebenen laufend, für jeden Wasserstand den Verkehr zwischen den Dampfbooten und den oben am Uferrand befindlichen festen Landungsstegen.
3. *Embarcadères flottants du Port d'Anvers. Nouv. annales de la constr. 1889, S. 177, mit Taf. 52 u. 53.

   R. Scheck, Einiges über Landebrücken. Deutsche Bauz. 1894, S. 148, mit Abb. Reisebericht, enthält aufser einer Schilderung der Landestelle in Antwerpen noch eine Reihe beachtenswerter Mitteilungen über Landebrücken.
4. A novel landing stage for piers. Engineer 1889 II, S. 446, mit Abb. Diese schwimmende Anlegestelle für Schiffe liegt in offener See bei Folkestone und besteht aus einer Landebrücke, an deren äufserstem Ende ein Eisengerüst sich befindet, in dessen Mitte von letzterem ein lotrechter Cylinder mit 1,83 m Durchmesser, der 5,5 m in den Meeresboden eindringt, gehalten wird; in diesem Cylinder kann ein zweiter, der oben die Plattform für die Fahrgäste trägt, sich lotrecht auf und ab bewegen. Der untere Führungscylinder ist aus 2 Halbcylindern derart zusammengesetzt, dafs die Verbindungsfuge gleichzeitig eine Führung (gegen Drehen) des Hebecylinders bildet. Der obere Tragcylinder kann mittels besonderer Wasserbehälter beliebig belastet werden. Die Bewegung der Plattform erfolgt auch bei stürmischem Wetter sanft und ruhig.

5. Debarcadère flottant de seacombe sur la Mersey. Génie civil 1890/91, Bd. 18, S. 383, mit Abb. und Taf. 35. Diese Hub- und Landebrücke verbindet den schwimmenden Landeplatz, der 69,15 m vom Kai entfernt ist, durch 3 Brücken mit demselben; die in Betracht zu ziehende Fluthöhe kann 9,91 m betragen. Die mittlere zweigeleisige Brücke dient ausschliefslich der Verladung von Güterwagen. Die aus 21 Pontons (aus 6 mm Blech) zusammengesetzte Landebrücke hat eine Gesamtlänge von 95,20 m; hierbei beträgt die Pontonbreite auf 32,4 m Länge nur 16,6 m, auf 62,8 m Länge (für die Güterwagen) 25 m. Sehr starke, kreuzweise gelegte Ketten (50 mm) sichern dem Landeplatze seine Stellung. Drei Wasserdruck-Pressen, die auf ihrem Haupte grofse Plattformen zur Aufnahme der Lasten tragen, vermitteln die Verbindung des Landeplatzes mit den 3 Brücken. Die Druckkolben haben 350 mm Durchmesser und 9,985 m Hubhöhe und tragen bewegliche Plattformen von 8,54 × 2,57 m. Die Fundamente der Aufzugspressen reichen bis 13,22 m unter das Flufsbett hinab. Die ganze Anlage ist sehr eingehend beschrieben, jedoch sind nähere Kostenangaben nicht gemacht.
6. Projekt einer Eisenbahnfähre über den Kanal zwischen England und Frankreich. Lebret, Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1890, S. 105, mit Abb. Eine Fähre, die Raum für 2 Bahnzüge und aufserdem für Gepäck und Fufsgänger bietet, wird auf einer wegen der ungestörten Schiffahrt 14 m unter dem Meeresspiegel liegenden Leitbrücke mittels Ketten, ganz nach Art der Kettenschiffahrt, geführt. Die Geschwindigkeit soll 7 m in der Sekunde betragen und die Kosten sind auf 40 Millionen Gulden ö. W. veranschlagt.
7. Der Bau der zweiten Hafeneinfahrt in Wilhelmshaven. E. Rechtern und H. Arnold, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1891, S. 363 u. 475, mit Taf. 18 u. 19. Der zeitweilige Abschlufs des neuen Hafens gegen den Ausrüstungshafen erfolgt durch ein eisernes, ganz als Schiffskörper ausgebildetes Schwimmponton von 26,85 m Länge und 4 m Breite (beides in Oberdeck gemessen), das auch als Brücke für Eisenbahnwagen- und Strafsenfuhrwerk-Verkehr dient. Dessen ganze Einrichtungs- und Betriebsweise wird an den oben angeführten Stellen der ausführlichen Abhandlung eingehend beschrieben und auf den beiden Tafeln dargestellt.
8. *Floating bridge at Portsmouth. Engineering 1892 II, S. 463, mit Abb. Enthält aufser vorliegendem Gegenstand eine kurze historische Entwickelung solcher Fähren.

   The new floating bridge between Portsmouth and Gosport. Engineer 1892 II, S. 268, mit Abb. Besonders grofse und deutliche Zeichnungen.
9. L'appontement de Kotonou. F. Delamoy, Génie civil 1892, Bd. 21, S. 1, mit Abb. u. Taf. 1. Enthält eine sehr eingehende Beschreibung dieses Bauwerks, einschl. aller Aufstellungsarbeiten.

   G. Lebris, Les constructions métalliques, Paris 1894. S. 290, mit Fig. 216.
10. Transfer bridge for Norfolk and Carolina railroad. Engineering News 1892 I, S. 96, mit Taf. Eingehende Beschreibung einer zweigeleisigen Eisenbahn-Landebrücke. Die im wesentlichen aus 3 Blechträgern bestehende Brücke ist an einem Ende um eine wagrechte Axe drehbar, am anderen Ende auf einem hölzernen Ponton aufgelagert. Der Ausgleich der verschiedenen Wasserstände bis zum Betrag von 2,13 m erfolgt durch Einpumpen oder Auslassen von Wasser in das Ponton, das mit Ejektoren und Aus- und Einlafsventilen entsprechend ausgestattet ist. Eine nahe befindliche Dampfmaschine der Eisenbahnanlage liefert den hierfür erforderlichen Dampf. In 1 Minute kann das freie Schiffsende um 0,152 m gesenkt bezw. um 0,051 m gehoben werden.
11. *Transfer bridge and slipe for the Toledo, Ann Arbor and North Michigan railway. Engineering News 1893 I, S. 556, mit Abb. und Tafel. Eingehende Beschreibung.

    Transport des trains par bateaux sur le lac Michigan. Génie civil 1893, Bd. 23, S. 183, mit Abb. und Taf. 12.

    The car transfer steamer, Ann Arbor. Railroad Gaz. 1892, S. 613, mit Abb.
12. Kosten von Schiffbrücken. Doell, Centralbl. d. Bauverw. 1893, S. 83. Enthält sehr in das Einzelne gehende Mitteilungen über die Kosten von Schiffbrücken am Oberrhein. Endergebnis: Eine 5,40 m breite Pontonbrücke von 241,7 m Länge, einschliefslich 35 Pontons aus Eichenholz, 5 Eisbrechern, eisernen Querträgern, kiefernen Strafsenbalken, Belag und allem Zubehör kostet auf das laufende Meter Länge 700 M.
13. *Ferry bridge connecting Portugalete and Las Arenas. Engineer 1893 II, S. 224, mit Abb.

    G. de Saint-Arrail, Pont transbordeur pour grands débouchés. Génie civil 1893, Bd. 23, S. 229, mit Abb.

    Seligmann, Ein neues Überbrückungssystem. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1894, S. 390, mit Abb.

Die Fährbrücke bei Bilbao. Centralbl. d. Bauverw. 1894, S. 76, mit Abb.

G. Lebris, Les constructions métalliques, Paris 1894, S. 257, mit Abb.

Pont à transbordeur. Mém. de la societé des ingenieurs civils 1894 I, S. 532, m. Abb.

14. *Einiges über Landebrücken. R. Scheck, Deutsche Bauz. 1894, S. 148, mit Abb. Reisebericht über Landebrücken der verschiedensten Art.

15. Une tramway funiculaire aérien. Génie civil 1893/94, Bd. 24, S. 375, mit Abb. In sehr kühner Weise wird ein Trambahnwagen, innen 4,25 m lang (daran 2 Plattformen von 0,90 m), 1,80 m breit und 1,98 m hoch, der Platz für 16 Personen bietet, an 2 Drahtseilen von 35 mm Stärke hängend, mittels eines 12,7 mm dicken Zugseiles über den Tennessee-Fluſs geführt. Die beiden Aufhängepunkte der Tragseile, 325 m voneinander entfernt, sind verschieden hoch; das höher gelegene Seilende steigt bis 106,8 m über den Wasserspiegel. Die Auffahrt erfolgt in $3^1/_2$, die Niederfahrt (durch das Eigengewicht allein) in $^1/_2$ Minute. Zum Antrieb des Zugseiles dienen zwei in einer Endstation aufgestellte 20pferdige Dampfmaschinen.

Schwebende Seilfähre über den Tennessee-Fluſs bei Knoxville. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1894, S. 74, ohne Abb.

16. Loewe, Festschrift zur Eröffnung des Nord-Ostsee-Kanales. 1895, S. 30. Kurze Mitteilung, daſs 16 Drahtseilfähren mit Handbetrieb auſser den Brücken dem Verkehr über den Kanal zu dienen haben, ohne weitere Beschreibung.

17. Car transfer bridge at West Norfolk Atlantic and Danville railway. Engineering News 1895 II, S. 178, mit Abb. Ausführliche Beschreibung einer Landebrücke für eine zweigeleisige Eisenbahn, die mit dem Ufer durch eine 137 m lange, hölzerne Gerüstbrücke verbunden ist. Die Anordnung, etwas abweichend von der in Amerika üblichen Durchbildung derartiger Brücken, bezweckt, die Verwindungen, die in den Landebrücken bei Belastung nur eines Geleises auftreten, herabzumindern; zu diesem Zwecke ist jedes der freien Enden der am anderen Ende um eine wagrechte Axe drehbaren Landebrücke unabhängig vom anderen mit Gegengewichten ausgestattet. Die Durchbildung der eisernen Landebrücke (Blechträger) ist sehr eingehend dargestellt und besprochen. Die drei in 4,06 m Entfernung angeordneten Hauptträger (Blechträger) sind 15,54 m lang und 1,98 m in der Mitte hoch. Die wagrechte Querverspannung wurde, um die Wirkungen von Verdrehungen möglichst abzuschwächen, in die Schwerlinie der Hauptträger gelegt. Als Eigengewicht liegt für die Hauptträger 0,89 t/m und als Verkehrslast 2,24 t/m der Berechnung zu Grunde. Die Bewegungsvorrichtungen sind näher beschrieben.

18. Zur Kritik der Schwebebahnen. C. O. Gleim, Deutsche Bauz. 1895, S. 266, mit Abb., Fig. 25 u. 26. Mitteilung über eine am St. Pauli-Landungsplatz in Hamburg geplante, sehr bedeutende Schwebefähre, deren Errichtung aus näher erörterten Gründen vom Verfasser bekämpft wird.

19. Cableway for passenger traffic at Brighton (England). Engineering News 1895 I, S. 67, mit Abb. Diese Seilfähre dient ausschlieſslich dem Personenverkehr und führt über eine tiefe Schlucht in 70,10 m Höhe über deren tiefsten Punkt. Die Entfernung der Tragtürme beträgt 198,12 m, die Hängekabel sind 365,8 m lang und an den Enden entsprechend verankert. Die Fahrwagen sind 2,13 $\times$ 1,52 m groſs und fassen 8 sitzende Personen, die in $2^1/_2$ Minuten über die Schlucht befördert werden. Das Triebseil wird durch einen $4^1/_2$pferdigen Petroleummotor bewegt. Von Oktober bis Mitte Dezember wurden 4000 Personen übergesetzt.

20. *Pontonbrücke über den Düna-Strom bei Riga. A. Agthe, Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1895, S. 39, mit Abb. Sehr eingehende Beschreibung mit deutlichen Abbildungen; Überblick über die geschichtliche Entwickelung dieser Brücke.

21. Ponts flottants articulés. Ch. Talansier, Génie civil 1895/96, Bd. 28, S. 404, mit Abb. Je 3 Pontons sind derart miteinander verbunden, daſs jedes einzelne sich unabhängig von den anderen um eine lotrechte Axe drehen kann, wodurch sich jedes Ponton selbstthätig in die Strömung stellen wird und besonders schiefe Überbrückungen leichter ausführbar werden. Anwendung hauptsächlich für Kriegszwecke.

22. Ph. Schrimpf, Die Wattfähre, Elberfeld 1896, 48 Seiten, mit 5 Tafeln. Diese Schrift enthält den ausgearbeiteten Entwurf einer Wattfähre zur Herstellung einer regelmäſsigen Überlandverbindung nach Norderney, sowie einer von Ebbe und Flut unabhängigen Verbindung zwischen Karolinensiel, Spiekeroog-Langeroog. Die Tafeln geben ein anschauliches Bild der beabsichtigten Ausbildung derselben, mit Angabe der Hauptabmessungen. Der mittlere Flutwechsel beträgt 2,4 m, die gröſste Wellenhöhe überschreitet nicht 1,5 bis 2 m. Die groſse Fähre (Norderney) soll eine Plattform von 300 qm zur Aufnahme von 200 Personen erhalten und mit einer 200pferdigen Maschine

ausgerüstet werden; deren Leergewicht wird zu 100 t angegeben, wovon 22 t auf die Räderpaare und Achslager, 17,5 t auf das Eisenfachwerk, 20 t auf die Plattform mit Aufbau und Ausrüstung, 20 t auf die Maschinenanlage einschliefslich Kohlen und Wasservorrat treffen. Die Gesamtfelgenbreite jedes der 8 Räder beträgt 1,6 m; jedoch ist dieselbe, um den Wasserwiderstand während der Bewegung zu vermindern, in 9 cylindrische Streifen zerlegt. Das Führungsseil aus Stahldraht wiegt bei 35 mm Stärke 4,5 kg/m. Die Kosten der Zugseile belaufen sich auf 40000 M. (1 km = 5000 M.), die der beiden mit Maschinen u. s. w. vollständig ausgerüsteten Fähren auf 160000 M., die der Gesamtanlage auf 1 Million Mark. — Auf denselben Grundzügen beruhend ist der Entwurf für die obengenannte kleinere Fähre durchgebildet, nur mit wesentlich verminderten Abmessungen.

Werke und Schriften allgemeinen Inhaltes,

die auch bewegliche Brücken behandeln.

1. Th. Cooper, General specifications for iron and steel railroad bridges and viaducts, New York 1890, 24 Seiten. Derselbe, General specifications for iron and steel highway bridge viaducts, New York 1890, 22 Seiten. Diese Schriftchen entsprechen inhaltlich beiläufig unseren Normalbedingungen für Eisen- und Hochbaukonstruktionen, weshalb diese Bedingungen der Ausbildung und Querschnittsbemessung der Tragwerke der beweglichen Brücken in den Vereinigten Staaten Amerikas vielfach zu Grunde liegen. Unter anderem findet man auch Angaben über die zulässigen Beanspruchungen bei Anwendung von *medium* und *soft steel* (mittelhartem und weichem Stahl) als Baumaterial, sowie Vorschläge, für welche Brückenteile die eine oder andere dieser Stahlgattungen Verwendung finden soll.
2. J. B. Johnson, C. W. Bryan, F. E. Turneaure, The theory and practice of modern framed structures, New York 1893, 517 Seiten, mit vielen Tafeln und Abbildungen. Behandelt auf S. 179 bis 196, mit Abb., die Berechnung und auf S. 357 bis 381 mit Abbildungen und Tafeln die Konstruktion der Drehbrücken in ziemlich encyklopädischer Weise.
3. W. H. Warren, Engineering construction in iron steel and timber, London und New York 1894, 373 Seiten, mit Abbildungen und Tafeln. Auf S. 323 bis 332 und Taf. 4 *a* bis *c* werden in sehr kurzer Weise die Drehbrücken erledigt.
4. G. Lebris, Les constructions métalliques, Paris 1894, 377 Seiten, mit vielen Abbildungen. Auf S. 235 bis 259 und 279 bis 290, mit Abb., finden sich kurze Angaben über bewegliche Brücken der verschiedensten Systeme und über zerlegbare Brücken, sowie kleine, meist schaubildliche Ansichten derselben.
5. W. Ritter, Der Brückenbau in den Vereinigten Staaten Amerikas (Weltausstellungsbericht), Bern 1894, 66 Seiten, mit 11 Tafeln. Auf S. 64 bis 66 kurze Besprechung der beweglichen Brücken. Das Heftchen enthält eine Reihe von Mitteilungen über Fabrikationsweise, Durchbildung der Knotenpunkte, der Fahrbahntafel u. s. w., die unmittelbar auch für die amerikanischen beweglichen Brücken gelten, und sind in dieser Hinsicht die beigegebenen Tafeln sehr beachtenswert.

VI. Zerlegbare Brücken und Brücken für Kriegszwecke.

Während alle bisher besprochenen Brückengattungen möglichst ununterbrochen und ohne ihren Standort zu verändern, dem Verkehr zu dienen haben, wobei derselbe allerdings unvermeidliche, dafür aber nur auf kurze Zeiträume beschränkte Störungen erleidet, sollen die zerlegbaren Brücken beliebig ihre Baustelle wechseln können, leicht aufzustellen und wieder abzuschlagen und, einmal eingebaut, für stetige Benutzung geeignet sein. Der letztere Fall kann eintreten in Kriegszeiten bei den eigentlichen „Kriegsbrücken“ oder zu friedlichen Zwecken bei der Durchforschung und Erschliefsung neuer Länder, die wenige oder noch gar keine Verkehrswege besitzen. Über die Kriegs-

brücken im weiteren Sinne des Wortes ist aus naheliegenden Gründen sehr wenig in der Fachlitteratur zu finden, mit Ausnahme einiger Mitteilungen französischer Herkunft; jedoch auch Mitteilungen über zerlegbare Brücken im allgemeinen finden sich nur spärlich, obwohl es keinem Zweifel unterliegt, daſs bei sachgemäſser Durchbildung sich Brückensysteme dieser Art ausbilden lassen, die in Zukunft eine Rolle als Ausfuhrartikel für Kolonien sich erringen können.

Bei allen derartigen Entwürfen dürften folgende Punkte beachtenswert sein: 1. Bildung steifer, geschlossener Stabelemente, mit Vermeidung abstehender, schwacher und daher leicht abbiegbarer Anschluſsteile, 2. kleinstmögliche Anzahl verschiedener Brückenelemente, 3. centrischer gegenseitiger Anschluſs aller Stäbe, sowohl der Haupt- als auch der Verspannungsträger, 4. Rücksichtnahme auf einfache und zwanglose Aufstellung, 5. bei Anwendung von Gelenkverbindung Vermeidung zu hohen Laibungsdruckes, 6. Verwendung besten Materiales, um (mit Rücksicht auf Gewicht und Verschickung) mit der zulässigen Beanspruchung so hoch als möglich gehen zu können.

a. M. Eiffel's zerlegbare Brücken [Litt. 1 u. 5].

Die ersten zerlegbaren Eisenbrücken baute **Eiffel** 1873 für Bolivien; die Ausbildung dieses Brückensystemes erfuhr infolge der Besitzergreifung von Tonkin und Cochinchina durch Frankreich eine wesentliche Förderung, da seit dem Jahre 1879 für die Verkehrswege daselbst in ausgedehntem Maſse die zerlegbaren Brücken Anwendung fanden; von nun an wurde ausschlieſslich Stahl bezw. Fluſseisen als Baumaterial verwendet. Der Leitgedanke dieses Systemes liegt in der Bildung eines zwei- oder vierteiligen Parallelfachwerkes (ein- oder doppelwandig, je nach der Brückenlänge), das durch Aneinanderreihung lauter ganz gleich gearbeiteter Dreieckselemente (aus winkelförmigen Stäben) und Verbindung derselben durch Bolzen entsteht. Die letzteren haben eine neuartige Anordnung erhalten: sie sind zur Erleichterung des Brückenaufbaues gegen das Gewinde zu, das wesentlich kleineren Durchmesser besitzt als der Bolzenschaft, konisch abgedreht, und die Muttern sind, um die Unterlagsscheiben in Wegfall zu bringen und doch ein gleichmäſsiges Anliegen an den Eisenteilen zu erzielen, innen so ausgebohrt, daſs die genaue Führung durch den Bolzenschaft erfolgt. Vollwandige Querträger und Längsträger (bei kleineren Brücken I-Eisen, bei gröſseren Blechträger) nebst wagrechten Windverspannungen vervollständigen die ganze Brückenanordnung. Wesentlich ist hierbei, daſs alle einzelnen Brückenelemente genau gleich gearbeitet sind, um sie beliebig verwechseln zu können. Die ausgeführten Typen gestatten die Ausführung von Straſsenbrücken von 4 bis 24 m und von Bahnbrücken von 1 m und der gewöhnlichen Spurweite bis 45 m Stützweite. Bei den letztgenannten sind die Dreieckselemente 6 m lang und 3 m hoch. Nachstehende kleine Tabelle giebt die Gewichte und Hauptabmessungen vollspuriger Bahnbrücken:

No.	Spannweite m	Trägerhöhe m	Anzahl der Tragwände eines Hauptträgers	Fahrbahnlage	Brückengewicht t	Gewicht auf 1 m Länge t
1	15	3,08	1	unten	13,78	0,92
2	30	3,08	2	unten	37,53	1,15
3	30	3,08	2	oben	38,69	1,29
4	45	5,90	2	unten	78,61	1,75
5	45	5,90	2	oben	75,59	1,68

Der Überbau einer Notbrücke von 27 m Lichtweite (3,08 m hoch) für die Orleansbahn wurde in 20 Stunden aufgestellt. Bei der Belastungsprobe durch 3 mit 6 und 12 km Geschwindigkeit fahrende Maschinen mit 125,5 t Dienstgewicht ergab sich eine vorübergehende Einsenkung von 18 mm. Die Brücke war 50 Tage im Betrieb. Bei den indischen Brücken wurde eine Beanspruchung von 1000 kg/qcm zugelassen, bei 250 kg/qm gleichmäfsiger nutzbarer Belastung und 4 t Achsdruck bei einer, und 3 t Achsdruck bei 2 Achsen. Für die übrigen Brücken gelten die französischen Vorschriften.

b. Zerlegbare Brücken nach dem System Henry (franz. Génieoffizier) und Fives-Lilles [Litt. 6].

Das Grundelement dieser Brückengattung bilden die an beiden Enden anschlufsfähig ausgebildeten stählernen Gurtungs- bezw. Ausfüllungsstäbe; ihre Verbindung erfolgt durch Bolzen. Alle Druckglieder besitzen kastenförmigen Querschnitt und sind doppelwandig; die fachwerkartig ausgebildeten doppelwandigen Querträger sind centrisch mit einem Bolzen von 45 mm in die Hauptträgerpfosten der Parallelfachwerkträger mit zweifacher Ausfüllung eingehängt; in den Gurtungen sind centrisch die Längsträger mittels eines Bolzens eingehängt, aufserdem auch noch auf Winkeleisen an den Querträgerwänden aufgelagert. Die Trägerhöhe für eine 45 m Brücke beträgt nur 3,6 m. Dieses System fand beim französischen Militär schon mehrfach ausgedehnte Verwendung; so wurden 18 Öffnungen von je 20 m Spannweite durch Infanterie- und Géniesoldaten innerhalb 52 Stunden auf Holzböcken ruhend über den Var-Flufs (1889) aufgestellt.

c. Die zerlegbaren Brücken nach dem System Marcille (franz. Génieoffizier) [Litt. 6 und 8]

werden ausschliefslich durch Aneinanderreihung und Verbindung von Elementen, aus vollwandigen Blechträgern bestehend, gebildet und sind bis zu 45 m Stützweite vorbereitet. Fertiggestellt besitzen diese Brücken eine ungewöhnlich geringe Trägerhöhe (wegen des Eisenbahnversandes) und zwar bei 10 u. 20, 30 und 45 m Stützweite 1/16,7; 1/20 und 1/20,5 der Trägerlänge. Die Trägerelemente können so gruppiert werden, dafs sie um 1,25 m fortschreitende Spannweiten ergeben. Ihre Aufstellung geschieht durch Verschieben unter Anwendung eines besonderen Schnabels *(avant-bec)* und eines entsprechenden Gegengewichtes. Die Bauzeit für Brücken mit obenliegender Fahrbahn ist bei 30 m Spannweite auf 46 Std. und bei 45 m auf 80 Std. angegeben; doch wurde bei Argenteuil eine Brücke von 70 m Gesamtlänge (aus 20 und 27 m Öffnungen bestehend) von 52 Mann Eisenbahntruppen in 60 Std. eingebaut und in betriebsfähigen Stand versetzt.

Bei diesen 3 Systemen geschieht der Einbau fast ausschliefslich durch Überschieben von einer oder beiden Seiten aus.

Litteratur

(nach der Zeitfolge geordnet, zugleich Quellennachweis).

Zerlegbare Brücken und Brücken für Kriegszwecke betreffend.

1. *Transportable Brücken. Birk, Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1887, S. 201, mit Abb. Beschreibung der indochinesischen Eiffelbrücken und des von dem italienischen Ingenieur Cottrau aufgestellten Systemes zerlegbarer Brücken mit Gewichts- und sonstigen näheren Angaben.

Das Hauptelement des letzteren Brückensystemes besteht aus einem geschlossenen viereckigen Winkelrahmen aus Stahl, 97 **kg** schwer, in welchem die Ecken wechselseitig durch Schrägen verbunden sind; alle übrigen Elemente bestehen aus Deckflacheisen: 5 **m** lang, 210 **mm** breit und Bolzen. Die Wirkungsweise der inneren Stabspannungskräfte in diesem System ist ziemlich unklar und entzieht sich dasselbe jeder zutreffenden Berechnung, wenn, wie z. B. die in Fig. 20, S. 204 dargestellten Pfeilerbauten mit Windkraftwirkungen in Betracht kommen.

G. Lebris, Les constructions métalliques, Paris 1894, S. 283, mit Abb. Ponts Cottrau.

2. Ponts portatifs et démontables. Ch. Talansier, Génie civil 1888, Bd. 13, S. 192, mit Abb. Verschiedene Typen zerlegbarer Brücken der Gesellschaft Commentry et Fourchambault, für Militärbrücken, Strafsenbrücken und Bahnbrücken bei 1 **m** und gewöhnlicher Spurweite. Die Hauptträger sind aus einfachem Dreiecksystem, 4 **m** (bezw. 5 m) langen Fachen und ebenso langen Ausfüllungsstäben. Bolzenverbindungen.

Die Militärbrücken sind bis 32 **m** Spannweite bei 3 **m** Breite ausgebildet; die schwersten Stücke wiegen 66 **kg** und 115 **kg**; letztere liegen nur in der Ebene der unteren Gurtung. Das Eigengewicht beträgt 0,23 bis 0,27 **t/m** Brücke.

Die Bahnbrücken für Schmalspur (1 m) können für wachsende Spannweiten bis 36 **m** zusammengesetzt werden; ihr Eisengewicht beträgt 0,79 bis 1,29 **t/m** und ihre Tragfähigkeit ist für 8 **t**-Achsen berechnet. Die Bahnbrücken bei gewöhnlicher Spurweite sind für um je 2,5 **m** wachsende Spannweiten bis zu 45 **m** anwendbar. Ihre Tragfähigkeit ist für 4 in 1,35 **m** Entfernung gekuppelte Achsen von 12,2 **t** Achsdruck berechnet und ihr Eisengewicht beträgt zwischen 1,06 und 1,67 **t/m** Brücke.

3. Brochocki's portable bridges. Engineering 1889 I, S. 323, mit Abb. Parallelfachwerkträger aus gleichseitigen Dreiecken (4 m) gebildet. Eine 32 **m** lange Brücke ist näher beschrieben und deren Einzelheiten gegeben. Ein schwacher Punkt dieser Brücke liegt in der Anordnung der Querverspannungen; es fehlt ein Endrahmen, der die Kräfte aus der oberen entsprechend in die untere Windverspannung leitet, da diesen Zweck die oberen Ecksteifen allein kaum genügend zu erfüllen in der Lage sind.

G. Lebris, Les constructions métalliques, Paris 1894, S. 287, mit Abb. Giebt ein Schaubild einer solchen Brücke mit Fahrbahn unten. Eine Strafsenbrücke von 4 **m** Lichtweite, 3,60 **m** hoch und 36 **m** lang wiegt 0,72 **t/m** Brücke; eine Eisenbahnbrücke für gewöhnliche Spurweite bei 45 **m** Spannweite 1,67 **t/m** (ohne Belag).

4. Portable bridges, System Seyrig. Engineering 1889 II, S. 139, mit Abb. Gewichtstabellen für Brücken dieses Systemes von 10 bis 30 **m**; Skizzen für die Aufstellung.

Zerlegbare Brücken, System Seyrig. Birk, Eisenbahntechnische Mitteilungen, Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1890, S 38, mit Taf. 2. Dieses System ist in erster Linie für Strafsenbrücken, sowie für schmalspurige Eisenbahnen entworfen; die Hauptträger sind als Parallelfachwerk mit steif ausgebildeten Zugdiagonalen durchgebildet; die Fahrbahntafel liegt unten; die Absteifung des Obergurtes erfolgt durch eine von überragenden Querträgern auslaufende Strebe. Gelenkbolzenverbindung. Hauptträgerentfernung 3 **m**. Fachweite 2,5 **m**.

No.	Stützweite	Zahl der verschiedenen Elemente	Zahl aller Teile	Gewicht des schwersten Elementes	Länge des schwersten Elementes	Gewicht in t der Eisenkonstruktion		Zulässige Belastung auf das	
						im ganzen	auf 1 m	qm	m
	m			kg	m	t	t/m	kg	t
1	10,0	16	159	119	4,36	4,27	0,42	1090	3,27
3	15,0	16	207	119	4,36	6,11	0,40	670	2,01
5	20,0	16	255	119	4,36	7,96	0,39	460	1,38
7	25,0	16	303	119	4,36	9,74	0,38	333	1,00
9	30,0	16	351	119	4,36	11,58	0,38	250	0,75

Die zulässige Beanspruchung ist durchaus 1000 **kg/qcm**. Die Brücken No. 2, 4 mit 12,5 **m**, 17,5 **m** . . ., die ebenfalls gebildet werden können, wurden in der Tabelle weggelassen. Die Einzelheiten sind aus der gegebenen Tafel gut ersichtlich.

5. *Eiffel's zerlegbare, stählerne Brücken. Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 470, mit Abb. Enthält Angaben über die neuere Konstruktionsweise dieser Brücken, die für Strafsenbrücken und Bahnbrücken von 0,4 bis 1,5 **m** Spurweite bis zu 45 **m** Spannweite Verwendung finden können.

G. Lavergne, Ponts démontables pour le rétablissement des voies ferrées à largeur normale. Génie civil 1890, Bd. 17, S. 321, mit Abb. Enthält die schaubildliche Abbildung einer 45 m langen Eisenbahnbrücke, die nach Eiffel's System gebaut und probeweise in Châlons sur Marne aufgestellt wurde; ferner Gewichtsangaben, sowie die Ergebnisse der Probebelastungen einer 45 m und einer 30 m langen Brücke. Das schwerste Stück wiegt 417 kg.

Eiffel's zerlegbare Brücken für Eisenbahnen. Organ f. d. Fortschr. des Eisenbahnwesens 1891, S. 78, ohne Abb. Enthält dasselbe wie die vorher genannte Quelle.

6. *Neuere Arten zerlegbarer eiserner Brücken. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 297, mit Abb. Die Systeme Henry und Fives-Lilles, sowie das System Marcille werden an der Hand deutlicher Skizzen näher besprochen. Gewichtsangaben.

G. Lebris, Les constructions métalliques 1894, S. 284 u. 289, mit Abb. Systeme Henry und Marcille.

7. R. Henry, Lieutenant-colonel du génie, Ponts et viaducs mobilisables, Paris 1891. Neue Ausgabe, 97 Seiten, mit 5 Textfiguren und 10 Tafeln. Eingehendste Abhandlung über das Brückensystem dieses Namens. Am Schlufs Litteraturnachweis, die Zeit von 1882 bis 1891 umfassend.

8. Eine tragbare und zerlegbare Brücke von veränderlicher Spannweite. C. Koch, Deutsche Bauz. 1892, S. 145, mit Abb. Beschreibung einer Wegbrücke von 34 m Spannweite und 2 m lichter Breite, deren schwerster Teil 60 kg nicht überschreiten durfte, bei einer Tragfähigkeit von 150 kg/qm. Die Brückenbahn besteht aus Dielen, der Überbau aus Stahl. Die ganze Brücke ist aus 5 Elementen, einschliefslich der Querträger, zusammengebaut, deren Verbindung durch Schrauben und Eiffel'sche Bolzen erfolgt. Die Hauptträger, 2 m hoch, besitzen 2,06 m Fachteilung, lotrechte Pfosten und zweifache (steife) Schrägstäbe. Die Aufstellung geschieht durch Überschieben, wozu ein Schnabel von 17,5 m Länge und ein Gegengewicht von 3,4 t (von 22 m freischwebender Brücke an) erforderlich ist. Der Schnabel wird aus den Normalelementen gebildet; als Gegengewicht dient der Holzbelag (4,3 t). Die Brücke wiegt 5,10 t, der Schnabel 2,60 t und die 14 Rollenlager 0,98 t, zusammen 8,68 t.

9. Les ponts militaires. Ann. industr. 1893 II, S. 257, ohne Abb. Ergebnisse eines für französische Génieoffiziere ausgeschriebenen Wettbewerbes; es handelte sich hierbei nur um kleine Stützweiten.

10. Zusammenlegbare und transportable Brücken. Grieger, Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1894, S. 34, ohne Abb. Neues System, in der Hauptsache aus 2 Galle'schen Gelenkketten bestehend; in der kurzen Fassung unklar.

11. H. v. Ripper, Europäische Kriegsbrückensysteme, Wien 1895. Behandelt auf 104 Seiten, 3 Tafeln und vielen Tabellen die beweglichen Brückentrains mit schwimmender Unterlage (Pontonbrücken) aller gröfseren Armeen.

12. Katalog der Fabrik Arthur Koppel, Berlin: Industriebahnen. In demselben ist auch eine 30,16 m lange, 3 m breite, in Java aufgestellte, zerlegbare eiserne Fahrwegbrücke dargestellt. Deren Tragfähigkeit ist mit 300 kg/qm angegeben; soviel aus dem Schaubild ersichtlich, sind Gelenkverbindungen angeordnet.

VII. Vergleichende Übersicht der neueren beweglichen Brücken.

Die gesteigerten und mannigfacher sich gestaltenden Verkehrsanforderungen gaben aufser zur weiteren Ausbildung der bestehenden auch zur Schaffung ganz neuer Systeme Veranlassung; sie alle haben die gemeinsame Aufgabe zu lösen, die durch den Einbau der Brücke unterbrochene Schiffahrtsstrafse in kürzester Zeit benutzbar zu machen, dann aber eben so rasch den gestörten Verkehr über die Brücke wieder zu vermitteln.

Unter allen im Laufe des betrachteten Zeitraumes ausgeführten beweglichen Brücken behaupten die Drehbrücken, sowohl wegen der Häufigkeit ihrer Anwendung, als auch der aufsergewöhnlichen Abmessungen und der gesteigerten Verkehrsanforderungen

halber (viergeleisige, 118,6 m lange Eisenbahnbrücke), den obersten Rang; sie lassen sich annäherungsweise wie folgt gruppieren:

Die nordamerikanischen Drehbrücken sind die gröfsten, schwersten und zahlreichsten, gleichwohl aber in der Mehrzahl nach einem Grundtypus ausgeführt. Die Fachwerkbrücken sind nahezu ausnahmslos gleicharmig, mit der allgemein üblichen Gelenkbolzen-Knotenausbildung, schlaffen Zuggliedern, Keil- oder Kniehebelstützung an den Enden und Rollenkranzauflagerung *(rim bearing turn table)* über dem Pfeiler angeordnet. Ist ihre Fachteilung sehr grofs, was häufig der Fall ist, so sind Hängestäbe zweiter Ordnung zur Zwischenstützung der Fahrbahntafel, die meistens nächst der unteren, geraden Gurtung liegt, eingeschaltet. Das Pfeilerfach ist vielfach als Querkraftnullfeld ausgebildet, indem die beiden Pfeilerpfosten blofs durch eine schwache, aus Rundeisen und Querstäben bestehende Verspannung, die Scherkräfte von Belang nicht aufnehmen kann, gegen Knickungsgefahr in der Hauptträgerebene gesichert werden oder es ist in anderer Weise[25]) eine ähnliche Wirkung herbeigeführt. Über die Wirkungsweise der Endauflagerung scheinen vielfach Klagen laut zu werden.[26]) Die Berechnung erfolgt durchaus unter Annahme eines unveränderlichen Trägheitsmomentes.[27]) Um die Störungen, die durch das elastische Verhalten der Hauptträger entstehen können, möglichst abzuschwächen, wird die Höhe der Hauptträger ganz aufsergewöhnlich hoch über dem Drehpfeiler gewählt.

Die Ausbildung des Antriebsmechanismus ist in der mannigfaltigsten Weise durchgeführt; man findet aufser Handbetrieb die Verwendung von Dampf- und Wasserkraft; vielfach wird Elektricität und vereinzelt Gas als Motor benutzt.

Vollwandige Drehbrücken finden sich bis zu 55,5 m Trägerlänge ausgeführt, eine anderswo aufsergewöhnliche Länge für Anwendung von Blechträgern.

Die englischen Drehbrücken zeigen wesentlich mehr Mannigfaltigkeit in ihrer Ausbildung, obwohl sie wenig zahlreich ausgeführt wurden; man findet die Rollenkranzauflagerung ebenso wie den Königsstuhl mit Prefswasser-Hebekolben. Die Fachwerke der Hauptträger sind fast ausnahmslos steif, mit einfachem, statisch bestimmten Ausfüllungssystem durchgebildet (nur die Clarence-Brücke ist mit den amerikanischen Gelenkbolzen versehen). Bei Berechnung derselben wird ebenfalls von der Annahme eines unveränderlichen Trägheitsmomentes ausgegangen.[28]) Die überwiegende Anzahl der Fachwerk- und auch der vollwandigen Drehbrücken ist ungleicharmig angeordnet. Es wurde ja auch zuerst in England auf die Betriebsüberlegenheit der ungleicharmigen über die gleicharmigen Drehbrücken hingewiesen.[29]) Der Antrieb erfolgt von Hand oder durch Wasserdruck. (Elektricität bisher nicht verwendet.)

Die Ausbildung der Drehbrücken Deutschlands hat durch den Bau des Nord-Ostsee-Kanales eine ganz besondere Förderung erfahren; jedoch auch bei den übrigen Bauwerken dieses Systemes zeigt sich das Bestreben, für die jeweilig gestellte Aufgabe eine möglichst selbständige Lösung zu finden, infolge dessen sich in der Anordnung und Ausbildung sowohl der Tragsysteme, als auch der Bewegungsvorrichtungen eine grofse Mannigfaltigkeit bemerkbar macht. Das Hauptgewicht wird auf Einfachheit und

---

[25]) Johnson, Bryan, Turneaure, Theorie and practice of modern framed structures, New York 1893. S. 193, Fig. 229.

[26]) Ebendaselbst S. 364: „... all kinds of make-shifts, which generally shirk their duty entirely.“

[27]) Ebendaselbst S. 179, § 171 und M. A. Howe, Maximum stresses in draw-bridges having two equal arms, 1894, S. 1.

[28]) W. H. Warren, Engineering construction in iron, steel and timber, London 1894. S. 166.

[29]) T. C. Fidler, The hydraulic machinery of swing bridges. Engineering 1892 I, S. 245.

Sicherheit des Betriebes gelegt; deshalb wird für gröfsere Ausführungen Prefswasserantrieb gewählt, der, wenn auch nicht in Bezug auf Einfachheit, so doch in Rücksicht auf unbedingte Verlässigkeit der elektrischen Kraftquelle vorzuziehen sein dürfte. Bei der Durchbildung der Hauptträger der Fachwerke wurde auf klare Kräftewirkung möglichst Bedacht genommen, infolge dessen sich nur einfache, statisch bestimmte Ausfüllungssysteme angeordnet finden. Die statische Untersuchung der eingedrehten Brücke (durchlaufender Träger) erstreckt sich nicht nur auf die Bestimmung der Stabspannungskräfte, hervorgerufen durch das Eigengewicht und alle ungünstigen Belastungsfälle der Verkehrslast, sowie des Winddruckes, wobei vielfach der Veränderlichkeit des Querschnittes Rechnung getragen wird, sondern mehrfach auch auf den Einflufs ungleicher Wärmewirkung der mehr oder weniger der Sonne ausgesetzten Hauptträgergurtungen.

Französische Drehbrücken. Bei denselben wird grundsätzlich wie bei den deutschen die Verwendung der Rollenkranzauflagerung vermieden. Der Antrieb und die ganze Bedienung erfolgt mittels Wasserdruckes in sehr sorgfältiger, aber meist etwas umständlicher Weise; auf die ins Einzelne gehende Durchbildung der sowohl gleicharmig als ungleicharmig angeordneten Tragkonstruktionen selbst scheint weniger Wert gelegt zu werden; darauf deutet wenigstens die fast ausschliefsliche Verwendung so vielfach statisch unbestimmter Ausfüllungssysteme, dafs eine dem heutigen Stand der Theorie entsprechende Berechnung praktisch kaum durchführbar erscheint. Die vielfach schwerfällige äufsere Erscheinung mag teilweise in der kleinen zulässigen Beanspruchung (600 kg/qcm) und den dadurch bedingten grofsen Querschnittsflächen ihre Erklärung finden, obwohl andererseits nicht klar ist, weshalb die Konstruktionshöhe (bei der fast immer unten gelegenen Fahrbahn) nicht öfters höher gewählt wurde. Alle französischen Brücken lassen mehr oder weniger den Einflufs der Barret'schen Konstruktionsweise erkennen.

Die Drehbrücken anderer Länder haben keine ihnen besonders eigentümliche Anordnungen aufzuweisen. Fast in allen Ländern sind die in gröfsere Flufsläufe gestellten Drehbrücken in ausgedrehtem Zustande durch gröfsere oder kleinere Leit- und Schutzwerke, die meist aus Holzkonstruktion bestehen, gegen anfahrende Schiffe gesichert.

Mit Ausnahme eines Sonderfalles, nämlich der Tower-Brücke, wurden alle bedeutenderen Klapp-, Falt- und Schaukelbrücken des letzten Jahrzehntes in den Vereinigten Staaten Nord-Amerikas erdacht und praktisch durchgebildet; sie lösen die Aufgabe, ein nach oben hin unbeschränktes Durchfahrtsprofil zu schaffen, ohne den Verkehr an den beiderseits anschliefsenden Ufern im mindesten zu beeinträchtigen, in vorzüglicher Weise. Allerdings mufs die für einen Vergleich mit anderen Systemen sehr wichtige Frage der Dauerhaftigkeit bei der Neuheit fast aller dieser Systeme auf geraume Zeit wohl noch eine offene bleiben. Infolge einseitiger Belastung erfolgen in der Brückenmitte gröfsere oder kleinere elastische Bewegungen, die im Laufe der Zeit in Verbindung mit kleinen wagrechten Schwankungen eine ungünstige Wirkung auf die Verriegelung in der Brückenmitte erwarten lassen; am besten in dieser Hinsicht sowohl, als auch in Bezug auf seitliche Steifigkeit dürften sich die in Fig. 67 dargestellten Faltbrücken bewähren.

Dieselben Erwägungen hätten auch für die aus Fig. 55 ersichtliche neue amerikanische Doppel-Drehbrücke bezüglich des Stofses in der Brückenmitte Platz zu greifen; dies um so mehr, als soweit aus den Zeichnungen ersichtlich, der Verriegelungszapfen aufser auf Scherfestigkeit auch auf Biegungsfestigkeit beansprucht wird.

Die neueren Hub- und Zugbrücken entsprechen denselben Anforderungen, wie die eben besprochenen Brückengattungen; ist die Höhe und Lichtweite sehr beträchtlich,

so kommt wohl in erster Linie die Waddell'sche Konstruktion in Betracht (Fig. 75); allerdings wird deren wirtschaftlicher Wert bei wachsender Stützweite, der erforderlichen Gegengewichte und der erheblichen Querschnitts-Abmessungen halber, die den Türmen wegen der bedeutenden Windkräfte im letzteren Fall zu geben sind, sich erheblich mindern. Auf eine in Bezug auf äufsere Erscheinung befriedigende Ausgestaltung dürfte bei diesem System wohl kaum zu hoffen sein.

Gröfsere Roll- und Kranbrücken sind in dem letzten Jahrzehnt nicht zur Ausführung gelangt; letzteres System dürfte bei den Anforderungen, die jetzt an bewegliche Brücken gestellt werden, seine ohnehin immer bescheidene Stellung unter diesen Brücken vollends eingebüfst haben und nur für ganz untergeordnete Zwecke zeitweilig in Frage kommen. Bei Rollbrücken ist zwar immer ein grofser Kraftbedarf zu ihrer Bewegung erforderlich, gleichwohl wurden bei sehr bedeutenden Brückenbauten mehrfach Rollbrückenentwürfe ausgearbeitet und in erster Linie (Duluth) zur Ausführung in Vorschlag gebracht. Hinderlich erweist sich der Ausbildung dieses Systemes der bei grofser zu überbrückender Stützweite erhebliche Bedarf an Hinterland.

Schiffbrücken (schwimmende Brücken) und Fähren verdanken ihre Anwendung meistens wesentlich anders gelagerten Verkehrs- und sonstigen örtlichen Verhältnissen.

Alle neueren, von den bisher üblichen abweichenden Systeme beweglicher Brücken gehen von demselben Grundgedanken aus: die Brücke müsse mit dem Mindestbedarf an Kraft geöffnet und geschlossen werden. Dies suchte man auf verschiedenem Wege durch Anordnungen zu erreichen, die beim Bewegen der Brücke nur mehr die Überwindung der Reibungs- und der durch Windkräfte erzeugten Widerstände erfordern.

Beim Vergleich der verschiedenen Systeme beweglicher Brücken drängt sich die leider offen bleibende Frage nach dem wirtschaftlichen Wert auf; zur Ermittelung des letzteren fehlen so ziemlich alle Unterlagen. Das vorhandene Material gestattet nicht einmal die bereits früher gestellte Aufgabe[30]) die für den ausführenden Ingenieur brauchbaren Eigengewichtsformeln für die Hauptträger der Drehbrücken einer besseren Lösung zuzuführen. Durch die verschiedenen, vielfach auseinandergehenden Methoden der Querschnittsbestimmung ist diese Aufgabe ohnehin erheblich erschwert worden. Es darf vielleicht an dieser Stelle der Wunsch ausgesprochen werden, dafs bei Veröffentlichung neuer Bauwerke Gewichts- und Kostenangaben in ausgedehnterem Mafse und in mehr systematischer Weise gegeben werden als bisher.

VIII. Neuere theoretische Untersuchungen.

Die Entwickelung der Theorie der eisernen Brückenträger hat eine Ausbildung und eine Ausdehnung erreicht, welcher der ausübende Ingenieur nur mehr mit Mühe folgen kann; es ist daher um so erfreulicher, dafs die neueren Arbeiten auf diesem Felde sich meist das Ziel gesteckt haben, einerseits die Lösung bisher ziemlich verwickelter Aufgaben ganz wesentlich zu vereinfachen, andererseits klarzulegen, welchen Einflufs ver-

[30]) Handbuch der Ingenieurwissenschaften, II. Bd., 3. Abt. S. 88.

schiedene bisher als zulässig erachtete Vernachlässigungen bei der allgemein üblichen Rechnungsweise (bei den Vollwandträgern die Vernachlässigung der Formänderungsarbeit der Wandfüllungen, bei den Fachwerken die der Ausfüllungsstäbe) auf das Endergebnis haben. Innerhalb des Rahmens vorliegenden Heftes kann jedoch nur nachstehende kurze Übersicht der neueren Arbeiten auf theoretischem Gebiete gegeben werden.

Litteratur

(nach der Zeitfolge geordnet).

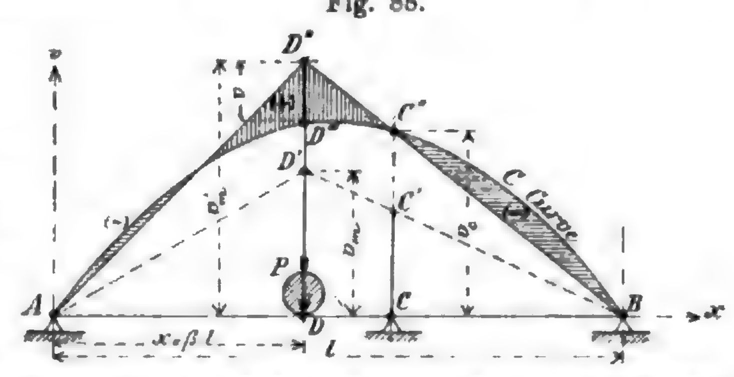
Neuere theoretische Untersuchungen betreffend.

1. R. Land, Über die Ermittelung und gegenseitigen Beziehungen der Einflufslinien für Träger. Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 105 (auch als Sonderdruck erschienen). Der Verfasser setzt die Ermittelung der Biegungslinien als bekannt voraus und giebt, hierauf sich stützend, ein allgemeines zeichnerisches Verfahren, um die Festpunkte für Träger veränderlichen Querschnittes (für vollwandige oder Fachwerkträger) zu bestimmen; nachdem hierauf die Einflufslinien eines Stützenmomentes und eines Auflagerdruckes entwickelt wurden, wird noch die Darstellung der Einflufslinien für die Stabspannungskräfte eines beliebig geformten Fachwerkes aus den Biegungsmomenten, bezogen auf die Fachknotenpunkte, gezeigt.
2. Müller-Breslau, Über einige Aufgaben der Statik, welche auf Gleichungen der Clapeyron'schen Art führen. Zeitschr. f. Bauw. 1891, S. 103 (auch als Sonderdruck erschienen). Der Verfasser giebt eine neue zeichnerische Lösung des 3 Momenten-Satzes für den Träger mit unveränderlichem Querschnitt:

$$\left.\begin{aligned} M_{m-1}\, l_m + 2\, M_m\,(l_m + l_{m+1}) + M_{m+1}\, l_{m+1} &= \left(\frac{6\,\mathfrak{M}_m}{l_m} + \frac{6\,\mathfrak{M}_{m+1}}{l_{m+1}}\right) \\ -\,6\,EJ\,\frac{l_m + l_{m+1}}{l_m\, l_{m+1}}\,\delta_m &+ 3\,\tau\, EJ\,\frac{l_m + l_{m+1}}{h}\,\Delta t \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ 1.$$

wobei der 1. Klammerausdruck rechts die Wirkung der lotrechten Lasten, der 2. Ausdruck die einer Senkung der Mittelstütze in Bezug auf die Verbindungsgerade der beiden Aufsenstützen um den Betrag δ_m und der 3. Ausdruck die eines Wärmeunterschiedes $\Delta t = t_o - t_u$ der obersten und untersten Faser des Balkens bezeichnet. Hierauf wird gezeigt, wie die für vorliegenden Fall gefundene Lösung auch auf den Träger mit veränderlichem Querschnitt erweitert werden kann.
3. A. Hübner, Durchgehender Träger mit Querkraft-Nullfeldern. Zeitschr. f. Bauw. 1891, S. 552 (auch als Sonderdruck). Es wird auf die erste gröfsere Anwendung eines solchen Nullfeldes bei der 1883 fertiggestellten Niagara-Brücke verwiesen.
4. L. Freytag, Vereinfachung in der statischen Berechnung elastischer Balkenträger, 1892. Die von dem Verfasser entwickelte Methode der Berechnung lotrecht belasteter, auf beliebig vielen und in beliebiger Höhe gelagerter Balkenträger beruht auf rein geometrischer Grundlage (dem Momentenparaboloid) und läfst sich mit Vorteil bei der Berechnung durchlaufender Träger mit veränderlichem Querschnitt anwenden. Die Berechnung des in Fig. 22, S. 20 dargestellten Drehbrücken-Hauptträgers wurde nach dieser Methode wie folgt durchgeführt: Bringt man die an den verschiedenen Trägerquerschnitten veränderlichen Trägheitsmomente Θ_ρ mit einem beliebigen, unveränderlich aufzufassenden Trägheitsmoment Θ (am einfachsten mit dem Trägheitsmoment an der Mittelstütze) in die Beziehung $\Theta_\rho = \vartheta_\rho \cdot \Theta$, so kann man mittels der Gleichung 26[b] auf S. 70 die Ordinaten der in Fig. 88 dargestellten C-Linie berechnen, welche die Grundlage für die ganze weitere statische Untersuchung bildet. Das thatsächliche Moment für einen beliebigen Querschnitt in der Entfernung x vom linken

Fig. 88.



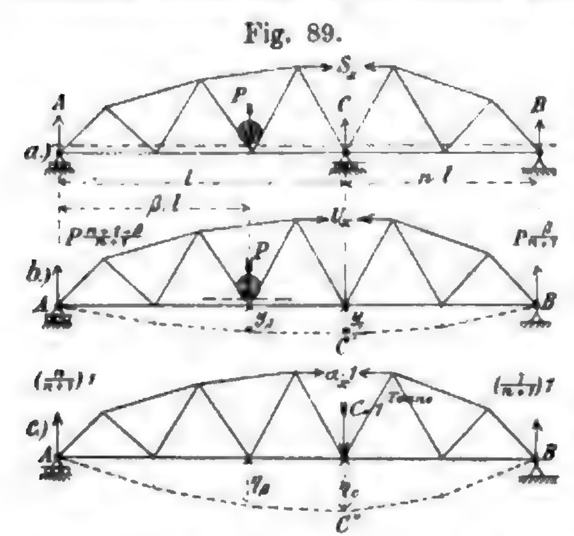
Endauflager setzt sich zusammen aus dem positiven Beitragswert v_m, hervorgerufen durch die Last P, wenn die Mittelstütze zeitweilig weggedacht wird, und einem negativen Beitragswert v_c, der mittelbar durch dieselbe Last infolge des thatsächlichen Vorhandenseins der Stütze C erzeugt wird. Da nun die lotrecht abwärts gerichtete Kraft P, über C gestellt, einen — absolut betrachtet — ebenso grofsen Einflufs wie der nach aufwärts wirkende Stützdruck C übt, so müssen sich für das Moment an jeder beliebigen Stelle des Trägers die + und — Einflufslinien im Punkte C schneiden. Es stellt also die schraffierte Fläche die gesuchte Einflufslinie v dar, die man einfach aus den bereits ermittelten Beiträgen v_m und v_c dadurch erhält, dafs man $v_m' = v_m \cdot \frac{C\,C''}{C\,C'}$ macht. (Vergl. auch: Müller-Breslau, Die graphische Statik der Baukonstruktionen, Bd. II, 1, S. 333, Fig. 318 *e*).

5. W. Keck, Elasticitätslehre, 1892, S. 47—52. Behandelt kurz den prismatischen Balken auf 3 Stützen und zwar 1. mit stetiger, aber unsymmetrischer Belastung, sowie 2. mit einer Einzellast und giebt die Einflufslinien der Auflagerkräfte für beide, die elastische Linie nur für den ersten Belastungsfall. Ebendaselbst auf S. 87—95 und 100—107 wird der Brückenträger mit unveränderlichem Trägheitsmoment auf 3 Stützen mit gleichförmig verteilter beweglicher Belastung bezüglich des Einflusses einer Änderung in der Höhenlage untersucht, sowie die Ermittelung der Einflufslinien für die Momente und Scherkräfte gezeigt.

6. F. Engesser, Die Zusatzkräfte und Nebenspannungen eiserner Fachwerksbrücken, 1892/93. Dieses Buch enthält eine ganze Anzahl eingehender Untersuchungen und Betrachtungen, die für jeden Brückenkonstrukteur sehr beachtenswert sind.

7. Müller-Breslau, Graphische Statik der Baukonstruktionen, Bd. II, 1. S. 141. Untersuchung eines über 2 Öffnungen gestreckten Balkens: Sind die Stabquerschnitte bereits angenähert gefunden, so ergiebt sich folgender einfache Rechnungsgang. Für die beiden in Fig. 89 *b* u. *c* dargestellten Belastungsfälle lassen sich sämtliche Stabspannungen U_x bezw. $\alpha_x \cdot 1$ ohne weiteres in einfacher Weise bestimmen; desgleichen durch einen Williot-schen Verschiebungsplan (ebendaselbst S. 57) oder nach irgend einer bekannten Methode die Durchbiegungen y_c bezw. η_c. Da nun aber die 3 Auflager der Fig. 89 *a* als lotrecht unverschieblich angenommen sind, mufs $1\,y_c - \eta_c \cdot C = 0$ oder $C = \frac{y_c}{\eta_c}\,1$ sein. Bei einer bleibenden Senkung der Mittelstütze um den Betrag c findet sich der Auflagerdruck C aus der Gleichung $C = \frac{1}{\eta_c}\,(y_c - c)$. Die gesuchten thatsächlichen Stabspannungen finden sich nun aus der Gleichung $S_x = U_x + \alpha_x \cdot C$, wenn für die in Fig. 89 *b* u. *c* dargestellten Belastungsfälle mittels Cremona-Plänen die Stabspannungskräfte U_x und $\alpha_x \cdot 1$ bestimmt sind. Die thatsächliche Durchführung der Rechnung würde sich, da für jeden Belastungsfall die Biegungslinie $A\,C'\,B$ (Fig. 89 *b*) gesondert zu bestimmen wäre, sehr umständlich gestalten; dieser Übelstand wird jedoch durch Anwendung des Maxwell'schen Satzes behoben, aus welch letzterem für Fig. 89 *b* die Beziehung folgt: $y_c = P\,\eta_\beta$, mithin $C = \frac{1}{\eta_c}\,(P\,\eta_\beta)$ bezw. $= \frac{1}{\eta_c}\,\Sigma\,(P\,\eta_\beta)$ für ein Einzellastensystem. Es ist also die für den Belastungsfall Fig. 89 *c* gezeichnete Biegungslinie der belasteten Gurtung die Einflufslinie für C, und der Multiplikator dieser Linie ist $\left(\frac{1}{\eta_c}\right)$.

Fig. 89.

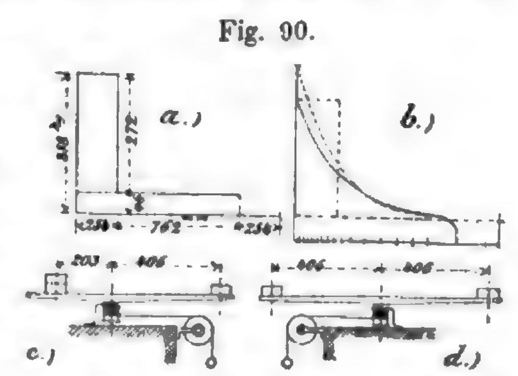


Der Einflufs von Temperaturänderungen wird zweckmäfsig gesondert behandelt, indem man für die Längenänderungen der Stäbe $\Delta\,s_t = \tau\,t\,s$ mittels eines 3. Williot'schen Verschiebungsplanes die Einbiegung y_t unter C bestimmt, und hieraus $C_t = 1\,\frac{y_t}{\eta_c}$ und $S_t = \alpha_x\,C_t$ findet, wenn hierbei s die ursprüngliche Stablänge, τ die Ausdehnungsgröfse für 1° C. und t die Anzahl der Grade, um welche sich der Wärmezustand geändert hat, bedeutet. Ebendaselbst S. 332—337 wird der durchgehende, beliebig geformte Fachwerksbalken mit 3 ungleich hohen Stützpunkten eingehend behandelt. Es werden der Reihe nach die Einflufslinien für die Mittelstütze, für die Endstütze, für ein Knotenpunktsmoment und für einen Ausfüllungsstab entwickelt.

Die erforderliche Biegungslinie der belasteten Gurtung wird dabei als Seilpolygon aus den elastischen Gewichten bestimmt und die Formänderung der Ausfüllungsstäbe hierbei vernachlässigt. Für Parallelträger werden am zweckmäfsigsten die Stabspannungskräfte aus den Querkräften ermittelt, deren Einflufsfläche dargestellt wird. Schliefslich wird noch die Berechnung des Einflusses einer gleichmäfsigen Erwärmung auf den Mittelstützenwiderstand bei ungleicher Höhenlage der Auflagerpunkte, sowie die Wirkung einer Erhöhung des Wärmezustandes der oberen Gurtung allein gezeigt. Auszug hiervon: „Hütte", Ingenieur-Taschenbuch 1893 II, 15. Aufl. S. 236.

8. T. C. Fidler, The hydraulic machinery of swing bridges. Engineering 1892 I, S. 245, mit Abb. Der Verfasser stellte anläfslich der Ausführung einer gröfseren ungleicharmigen Drehbrücke in England (Anglesia-Drehbrücke in Cork) theoretische Untersuchungen an über die zweckmäfsigsten Bewegungsvorrichtungen überhaupt, wie über den erforderlichen Kraftbedarf, um eine derartige Brücke nicht nur in Bewegung zu setzen, sondern ihr auch eine gewisse Geschwindigkeit zu erteilen. Er kommt zu dem durch die Erfahrung bestätigten Ergebnis, dafs bei grofsen und schweren Drehbrücken die zur Überwindung der Reibungswiderstände erforderliche Kraft einen verhältnismäfsig kleinen Betrag von dem Kraftaufwand ausmacht, der zur Erteilung der der bewegten Masse zu gebenden Geschwindigkeit benötigt wird, was auch ohne weiteres einzusehen ist, da ja die Geschwindigkeit jedes bewegten Teiles der ganzen drehenden Masse einfach proportional ist seinem Abstand von der Drehaxe, während die Trägheitsmomente proportional mit den Quadraten dieser Abstände wachsen. Die Versuche mit den in Fig. 90 *c* u. *d* dargestellten Modellen bestätigen die rechnerisch gefundenen Ergebnisse, indem die um 50% schwerere, ungleicharmige Drehbrücke *c* mit demselben Gewicht in eine viel raschere Drehung versetzt wird, als die gleicharmige Drehbrücke *d*. Die Fig. 90 *a* u. *b* geben die theoretischen und thatsächlichen Arbeitsdiagramme beim Antrieb und der Drehung mittels Druckwassers. Fidler hält den Antrieb mittels Wasserdruckes für den zweckmäfsigsten, und zwar, weil es sich bei Drehbrücken meist darum handelt, einen Vorrat von Energie aufzustapeln, der stundenlang nicht benötigt wird, plötzlich aber eine grofse Kraft entfalten kann. Fidler gelangte zu folgenden Schlufsfolgerungen, die mit den bisherigen Erfahrungen im allgemeinen gut übereinstimmen: 1. Brücken, die nur mit Handbetrieb gedreht werden müssen, sollen möglichst leicht, gleicharmig und ohne Rollenkranzauflagerung (wegen der mit letzterer verbundenen gröfseren Reibungswiderstände) angeordnet werden. 2. Ist die der Brücke zu erteilende Geschwindigkeit erheblich, so spielen die Reibungswiderstände eine untergeordnete Rolle, während die zu überwindende Trägheit für den Kraftbedarf ausschlaggebend ist; es sind daher Königsstuhl- und Rollenkranz-Anordnungen gleich gut anwendbar. 3. Bei ganz genau vorgeschriebener grofser Geschwindigkeit ist nur eine ungleicharmige Drehbrücke mit kurzem Hinterarm und schwerem Gegengewicht anzuordnen.

Fig. 90.



9. Müller-Breslau, Neuere Methoden der Festigkeitslehre. 2. Auflage, 1893, S. 55. Die Einflufslinie für den Auflagerdruck der Mittelstütze eines durchlaufenden Fachwerkträgers, der auf 3 in einer Geraden liegenden Stützpunkten ruht, wird mit Benutzung des Biegungspolygones der belasteten Gurtung in Verbindung mit dem Maxwell'schen Lehrsatz bestimmt, wobei die Biegungslinie als Seilpolygon aus den als Einzellasten zu betrachtenden Winkeländerungen der Gurtungsstäbe der belasteten Gurtung abgeleitet wurde. Fafst man die in Fig. 89 *b* dargestellte Linie *A C B* als das derart gefundene Biegungspolygon auf, so ist $C = P\frac{y_\beta}{y_c}$.

Ebendaselbst S. 90. Ableitung der Gleichung 1 auf S. 101 dieses Heftes.

Ebendaselbst S. 168. Bestimmung der Einflufslinie für den Auflagerdruck der Mittelstütze eines geraden durchlaufenden Balkens mit veränderlichem Querschnitt und mit 3 gleichhohen Stützpunkten. Die Gleichung der Einflufslinie lautet wieder $C = P\frac{y_\beta}{y_0}$ (Fig. 89 *b*); die Ordinaten der erforderlichen Biegungslinie *A C' B* sind hierfür mittels eines beliebig zu wählenden Polabstandes aus einer Belastungsfläche abzuleiten, deren Ordinaten gegeben sind durch die Gleichung $Z = M_x \frac{J_x}{J}$, wobei M_x das Moment im Querschnitt x für den in A und B frei aufgelagerten, im

Punkt C mit der lotrecht abwärts wirkenden Last = 1 belasteten Trägers AB, J_x das jeweilige Trägheitsmoment am betreffenden Querschnitt x und J ein beliebig grofses, unveränderliches Trägheitsmoment bedeutet. Auszug hiervon: „Hütte", Ingenieur-Taschenbuch 1893 II, 15. Auflage, S. 202.

Ebendaselbst S. 228 wird für die Formänderungsarbeit der Schubkräfte bei vollwandigen stabförmigen Trägern mit unveränderlichem Trägheitsmoment die ganz allgemein giltige Gleichung

$$\mathfrak{A} = \beta \int \frac{Q^2}{2\,G\,F}\, d_x \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 2.$$

gefunden; hierbei ist β ein ausschliefslich von der Form des Trägers abhängiger Zahlenwert, Q die Querkraft, F die Querschnittsfläche und die Elasticitätsziffer für Schubfestigkeit durch $G = \frac{m\,E}{2\,(m+1)}$ bestimmt, wobei E die Elasticitätsziffer für die Biegungsfestigkeit bedeutet; für Schweifs- und Flufseisen kann $\frac{1}{m} = \frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{4}$ gesetzt werden.

10. B. de Fontviolant, Ponts métalliques à travées continues, Paris 1893. Die hier gegebene, sehr eingehende Theorie der durchlaufenden Träger soll die Durchführung der vom 29. August 1891 in Frankreich in Kraft getretenen neuen Brückenverordnung erleichtern; sie setzt durchaus unveränderlichen Trägerquerschnitt voraus. Dies berechtigt vielleicht, da andere Angaben nicht vorliegen, zur Annahme, dafs auch bei Berechnung der Drehbrücken-Hauptträger der Einflufs von Querschnittsänderungen nicht berücksichtigt wird.

11. A. Zschetzsche, Einflufs der Schubkräfte auf die Biegung einfacher Vollwandträger. Centralbl. d. Bauverw. 1893, S. 386. Bekanntlich ist es üblich, bei Bestimmung der Einbiegung vollwandiger Träger nur den Betrag in Rechnung zu ziehen, der durch die Verdrehung der Querschnitte hervorgerufen wird; berücksichtigt man aber auch die relativen Verschiebungen der Querschnitte, so ergiebt sich eine weitere Biegungsordinate, die durch die Gleichung

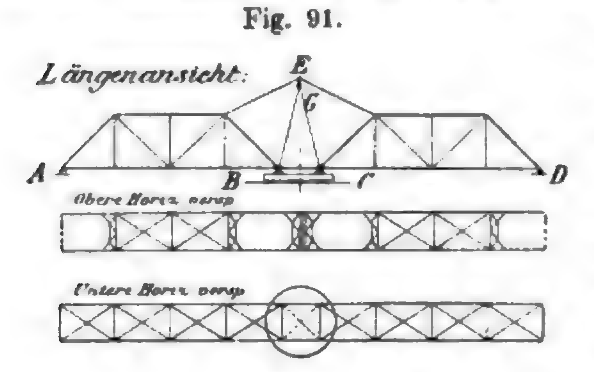
$$y = \frac{M_x}{F\,.\,G} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 3.$$

dargestellt ist; hierbei bedeutet M_x das Biegungsmoment des betrachteten Querschnittes, F die Stegquerschnittsfläche des Trägers von veränderlicher Höhe und G die bereits unter 9 erwähnte Elasticitätsziffer für Schubfestigkeit.

12. Johnson, Bryan, Turneaure, Theorie and practice of modern framed structures, New York 1893, S. 179 bis 196. Die statische Berechnung erfolgt mit Benutzung von Einflufslinien, die für die Auflagerdrücke unter steter Voraussetzung eines unveränderlichen Querschnittes gegeben werden. Hierbei sind die Formeln für: 1. den Träger auf 3 Stützen, 2. den Träger auf 4 Stützen mit gleich grofsen Aufsenfachen und gewöhnlichem Zwischenfach und 3. denselben mit dem Querkraftnullfeld als Zwischenfach aufgestellt; in den Formeln für letzteren hat sich auf S. 194, wie von Whited[31]) nachgewiesen ist, ein Fehler eingeschlichen, der sich durch diese ganze Seite hindurchzieht, worauf bei allenfallsiger Benutzung Rücksicht zu nehmen ist.

Auf S. 367 bis 381 wird die Berechnung der Endhebe- und Drehvorrichtungen für den in Fig. 91 dargestellten Typus durchgeführt. Beachtenswert an letzterem ist die eigentümliche Idee, die dieser als „*standard form of trusses*" bezeichneten Trägerform zu Grunde liegt. Die starke Neigung der oberen Gurtungsstäbe bezweckt teils, da durch die Einschaltung des Gelenkes EG die beiden Hauptpfosten GB und GC für jede Belastung gleich grofse Kräfte aufzunehmen haben, eine möglichst gleichmäfsige Verteilung des Gewichtes auf den Drehtisch, teils eine gewisse Sicherung der Brücke im ausgedrehten Zustand gegen einfahrende Schiffe, indem, sowie durch letzteres der eine Arm etwas gehoben werden sollte, die Brücke das Bestreben hat, gleichmäfsig auf die Punkte B und C zurückzugehen.

Fig. 91.



Aus allem ist ersichtlich, dafs man sich mit angenäherten Belastungsannahmen und Berechnungsmethoden auch für die Drehbrücken begnügt.

[31]) The moments of stresses in swing spans with 4 supports. Engineering News 1895 II, S. 280.

13. F. Engesser, Die zusätzlichen Beanspruchungen durchgehender Brückenkonstruktionen. Zeitschr. f. Bauw. 1894, S. 305, mit Abb. Der Verfasser untersucht die zusätzlichen Beanspruchungen im durchlaufenden Träger von unveränderlicher Höhe für den allgemeinen Fall beliebig vieler Stützen, die durch wagrecht wirkende Längs-(Bremswirkung) und Querkräfte (Winddruck), sowie durch ungleiche Erwärmung der beiden Trägergurtungen hervorgerufen werden. Eingehend wird ferner der Einfluſs der wagrechten Windkräfte auf einen parallelen Fachwerkträger mit nur einer, in der unteren Gurtungsebene liegenden Verspannung untersucht und allgemeine Beziehungen zwischen den Normalmomenten der Hauptträger und der Windträger aufgestellt, welche auf Gleichungen führen, die, wenn die Querschnitte der Ausfüllungsstäbe im Vergleich zu denen der durchlaufenden Gurtungen vernachlässigbar klein sind, mit den Normalgleichungen gewöhnlicher vollwandiger Träger vollkommen übereinstimmen. Die Untersuchungen sind in ähnlicher Weise auch noch auf den geschlossenen Fachwerkträger mit oberer und unterer Windverspannung ausgedehnt worden und haben zu sehr beachtenswerten Ergebnissen geführt.

14. A. Zschetzsche, Beitrag zur Berechnung durchgehender Balkenträger. Zeitschr. f. Bauw. 1894, S. 597, mit Abb. Der Verfasser untersucht den Einfluſs der Formänderung der Gitterstäbe auf die Spannungswerte bei über 2 Öffnungsfelder durchgehenden Fachwerkträgern mit stark veränderlicher Höhe mit besonderer Berücksichtigung der Höhenänderungen der Mittelstütze auf Grundlage des in Fig. 22 dieses Heftes dargestellten Drehbrücken-Hauptträgers; er entwickelt zu diesem Behuf ein neues Rechnungsverfahren mit Benutzung der Mohr'schen Arbeit in der Zeitschr. d. Ing.- u. Arch.-Ver. zu Hannover 1875 unter Heranziehung des Maxwell'schen Satzes. Die derart für die eingedrehte Brücke vollständig durchgeführte Berechnung zeigt, daſs die maſsgebenden Biegungspolygone, die mit Berücksichtigung der Gurtungsquerschnitte allein gefunden werden, erheblich von denen mit Berücksichtigung sämtlicher Fachwerkstäbe abweichen können. Über der Mittelstütze beträgt dieser Unterschied beiläufig 12‰. Das Endergebnis der vorliegenden Untersuchung, kurz zusammengefaſst, lautet: Bei Berechnung der Stabspannungskräfte aus der Verkehrslast genügte die Berücksichtigung der Formänderungsarbeit der Gurtungsstäbe; bei Bestimmung des Einflusses der Stützenüberhöhung muſs auch das elastische Verhalten der Ausfüllungsstäbe mit in Rechnung gezogen werden.

15. R. Land, Einfluſs der Schubkräfte auf die Biegung statisch bestimmter und die Berechnung statisch unbestimmter vollwandiger Träger. Zeitschr. f. Bauw. 1894, S. 611, mit Abb. (auch als Sonderdruck erschienen). Der Verfasser untersucht den statisch bestimmten Vollwandträger und findet bei unveränderlichem Trägheitsmoment für die gesuchte, durch die Querkraft allein hervorgerufene Biegungslinie die Gleichung $y_x = \frac{M_x}{F\,G}$ [33]), die auch in der Form

$$y_x = \frac{1}{F\,G}\int_0^x Q_x \,.\, d_x \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 3.$$

geschrieben werden kann und bei veränderlicher Trägerhöhe (veränderlichem Trägheitsmoment) übergeht in

$$y_x = \frac{1}{F_c \,.\, G}\int_0^x \overline{Q}_x \,.\, d_x, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 4.$$

wobei die gedachte Querkraft $\overline{Q}_x = Q_x \cdot \frac{F_c}{F_x}$ ist, wenn mit Q_x die wirklich vorhandene Querkraft, mit F_c ein beliebiger, aber unveränderlicher Stegquerschnitt (am zweckmäſsigsten einer von den vorhandenen) und mit F_x der Stegquerschnitt am jeweiligen Trägerquerschnitt bezeichnet wird. Hierauf erfolgt die Ermittelung der wirklichen Biegungslinie, erzeugt durch die Biegungs- und Schubspannungen für verschiedene Arten statisch bestimmter Träger, und zwar bei unveränderlichem Trägheitsmoment, und bei veränderlichem Trägheitsmoment sowohl, wenn die Wandblechhöhe unveränderlich, als auch wenn dieselbe veränderlich ist. Schlieſslich wird in die genaue Untersuchung statisch unbestimmter Träger unter Berücksichtigung des Einflusses der Schubkräfte eingetreten, als Beispiel hierfür der über 2 Öffnungsfelder durchlaufende Träger (mit unveränderlichem Trägheitsmoment) gewählt, und für denselben die Einfluſsflächen für die Stützendrücke, für die Biegungsmomente und für die Querkräfte entwickelt, wobei folgende allgemein giltige, sehr beachtenswerte Beziehungen sich ergaben: Die genauen Endstützendrücke, Biegungs-

[33]) Gleichung 3 auf S. 104 dieses Heftes.

momente und Schubkräfte ändern sich, verglichen mit den angenäherten, sämtlich in algebraisch positivem Sinne, d. h. positive Werte vergröfsern sich, negative verkleinern sich, absolut genommen.

16. C. J. Kriemler, Tabellen zur schnellen Ermittelung der Deformation und des Gleichgewichtszustandes beliebiger massiver Träger von konstantem Trägheitsmomente, Vevey 1894, 62 Seiten, mit 1 Tafel. Die Tabellen, denen auch eine Anzahl Anwendungsbeispiele beigefügt ist, enthalten die Einflufswerte für die Biegungsordinaten y und die Tangenten $\frac{dy}{dx}$ an die Biegungslinie und können in manchen Fällen, besonders mit Beiziehung des Maxwell'schen Satzes, vorteilhaft verwendet werden. Die Behandlungsweise des Trägers mit veränderlichem Trägheitsmoment ist in dem Anhang gezeigt.

17. Pustau, Auflagerdrücke, Laststellungen und Durchbiegung vollwandiger durchlaufender Träger. Organ f. d. Fortschritte d. Eisenbahnwesens 1894. Neue Folge XXXI, S. 167, mit Taf. 25 bis 27. Entwickelung von Tabellen für durchlaufende Träger von 2 bis 4 Öffnungsfeldern zur Bestimmung der Auflagerdrücke, ungünstigen Laststellungen, elastischen Durchbiegungen und Einflufs der Höhenlageänderung der Stützen auf die Gröfse der Stützendrücke und die Durchbiegung in der Mitte der Trägeröffnung.

18. Weyrauch, Über die Berechnung der Brückenauflager. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1894, S. 131. Empfiehlt die Berechnung der Auflager auf Grund der neuen Formeln von Hertz und zeigt, dafs dadurch dieselbe sich nicht umständlicher gestaltet. Es folgen Angaben über die zulässigen Beanspruchungen für die in Betracht kommenden Materialien und die Durchführung eines Beispieles. Schweifseisen kommt überhaupt nicht für diese Zwecke in Betracht; nur Gufseisen und Stahl. Die Eignung des ersteren ist darin begründet, dafs infolge seiner kleinen Elasticitätsziffer grofse Druckflächen bei verhältnismäfsig hoher zulässiger Beanspruchung entstehen, während beim Stahl die hohe zulässige Beanspruchung allein den Vorzug bildet. Weitere Versuche wären sehr erwünscht.

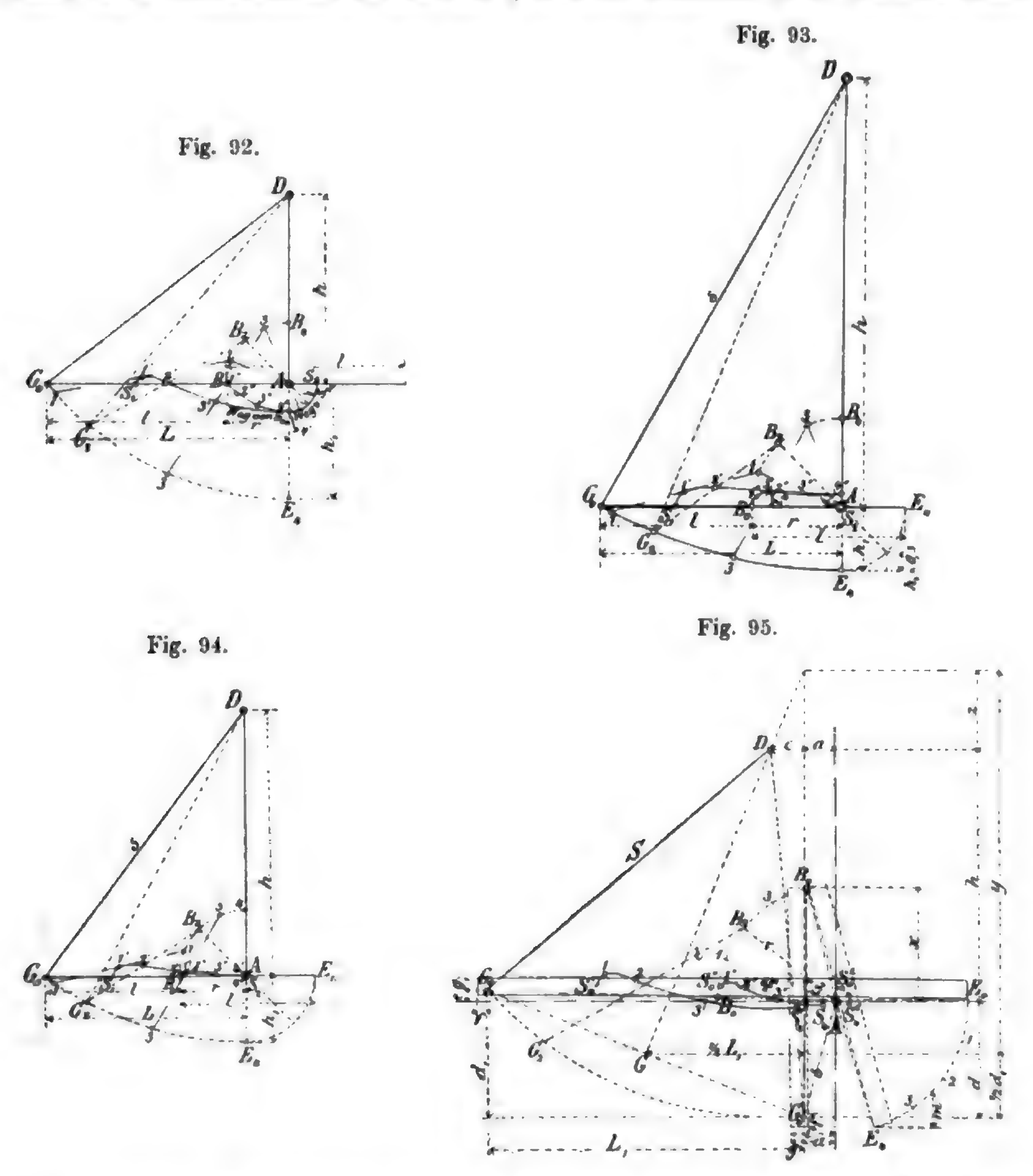
Ebendaselbst S. 571 werden die inzwischen bekannt gewordenen Versuche besprochen.

19. R. Land, Deutscher Baukalender 1894, S. 110 bis 113, mit Fig. 90 bis 93. Behandelt auf kinematisch-statischem Wege den einfach statisch unbestimmten Träger mit besonderer Anwendung auf die Ermittelung der Einflufslinien für die mafsgebenden Gröfsen des durchlaufenden Trägers über 2 Öffnungen. Der Litteraturnachweis hierzu befindet sich ebendaselbst, S. 108.

20. M. A. Howe, Maximum stresses in draw-bridges having two equal arms 1894. Terrehaute, Ind. 17 Seit., mit Abb. und 1 Tafel. Anwendung des 3 Momenten-Satzes bei unveränderlichem Trägheitsmoment unter der Voraussetzung, dafs die Trägerenden jederzeit auf irgend eine Weise niedergehalten werden.

21. Barkhausen, Faltbrücken. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1894, S. 1148, mit Abb. Der Verfasser giebt eine systematische Darstellung der Wirkungsweise des Klappbrückensystemes unter Zugrundelegung nachstehender, dem Aufsatz entnommener Fig. 92 bis 95. Bezeichnet in denselben L die Klappenlänge bis zum festen Drehpunkt A der Hinterklappe, l die Länge der beiden gleichlangen Klappenarme, S_1 den Schwerpunkt der Vorder- und S_2 den der Hinterklappe, B das Verbindungsgelenk der beiden Klappenarme, h die Höhe des Aufhängepunktes D über der Drehaxe A, h_1 die Höhe der letzteren über dem Wasserspiegel, s die Länge der Hängekette DG; wird ferner der Weg des Schwerpunktes S_1 mit 1' bis 4', und der des Gesamtschwerpunktes, letzteren entsprechend, mit 1'' bis 4'' bezeichnet und dabei berücksichtigt, dafs, den gemachten Annahmen gemäfs, in S_1 und S_2 gleiche Gewichte angreifen, so mufs der Gesamtschwerpunkt stets in der in der Mitte der den jeweiligen Brückenstellungen entsprechenden Verbindungsgeraden liegen. Die in dieser Art bestimmte Gesamtschwerpunktsbahn ist in den Fig. 92 bis 95 eingetragen und giebt einen anschaulichen Überblick über den beim Aus- und Eindrehen der Brücke erforderlichen Gesamtarbeitsaufwand $2\,l\,p\,.\,t_4$ und die dabei erfolgenden Bewegungsvorgänge; hierbei bezeichnet p das Gewicht eines Klappenarmes auf die Längeneinheit und t_4 den lotrechten Abstand des Punktes 4'' der Gesamtschwerpunktsbahn 1'' bis 4'' von der Drehaxe A. Ohne weiteres geht für das in Fig. 92 gewählte Verhältnis von h und h_1 hervor, dafs die geschlossene Brücke das Bestreben hat, sich zu öffnen, und dafs sie bei dieser Bewegung mit gröfster Geschwindigkeit in die Endstellung gelangen würde. Umgekehrt benötigt die Anordnung Fig. 93 des gröfsten Kraftaufwandes beim Beginn des Öffnens, kann aber dann während des gröfseren Teiles der Bewegung mit verhältnismäfsig geringem Kraftaufwand bis in die Schlufsstellung, in die sie auch ohne grofse Stofswirkung einläuft, weiter

bewegt werden. Bei der in Fig. 94 dargestellten Anordnung wird beim vollständigen Öffnen der Brücke die Gesamtarbeit Null verrichtet; hierfür mufs $h_1 = \frac{L}{3}$ gemacht werden. Es wird näher begründet, dafs gleichwohl nicht diese letztere, sondern die in Fig. 93 dargestellte Gruppe von Faltbrücken für die Ausführung am besten sich eignet. Fig. 95 giebt die Anordnung mit Berücksichtigung der körperlichen Abmessungen des Bauwerkes; als gegebene Grundmafse sind in der Regel folgende anzusehen: die Länge $L = \overline{G_0 A}$, der Abstand i von der Lotrechten durch A (mafsgebend für die Durchfahrtsweite) und die Höhe d, damit die Brücke nicht in die Wasserlinie taucht.


Fig. 92. Fig. 93. Fig. 94. Fig. 95.

Die zwischen diesen Grundmafsen und den übrigen Abmessungen des Bauwerkes erforderlichen Beziehungen werden auf analytischem Wege abgeleitet. Aus dem vom Gesamtschwerpunkt zurückgelegten Weg S_0'' bis S_4'' ersieht man, dafs beim Öffnen zuerst die Brücke um den Betrag t_2 gehoben werden mufs, dann sich aber von selbst öffnet und dabei um den Betrag t_3 niedersinkt, aber dabei leicht gebremst werden kann, da der Schwerpunkt zuletzt auf eine verhältnismäfsig lange Strecke eine nahezu wagrechte Bahnrichtung einschlägt. Das Schliefsen erfordert (siehe t_3) einen beträchtlichen Kraftaufwand.

22. Th. Landsberg, Klappbrücke über den Chicago-Flufs im Zuge der Van Buren-Strafse in Chicago. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1894, S. 863, mit Abb. und Taf. 18. Der

Verfasser bespricht den Bewegungsvorgang beim Öffnen und Schliefsen dieser Brücke und zeigt, in welcher Weise die angeordnete Schwerpunktslage des vorderen und hinteren Klappenarmes in Beziehung auf die in wagrechter Ebene sich bewegende Drehaxe ein beim Öffnen der Brücke verlangsamendes Drehmoment hervorruft.

23. L. Geusen, Über einige einfache Beziehungen zwischen den Momenten statisch bestimmter und statisch unbestimmter gerader Träger von konstantem Trägheitsmoment. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1895, S. 403, mit Abb. Von der Grundgleichung über den Kleinstwert der Formänderungsarbeit ausgehend werden unter anderem auch die wichtigsten Bestimmungsgröfsen zur Berechnung des durchlaufenden Trägers über 2 Öffnungsfelder (gleicher und verschiedener Länge) gegeben.

24. A. Francke, Die elastische Linie des Balkens. Zeitschr. f. Bauw. 1895, S. 439, mit Abb. (auch als erweiterter Sonderdruck erschienen). Bisher ist es fast ausschliefslich üblich, die Gleichung der elastischen Linie aus der bekannten Differentialgleichung $\frac{d^2 y}{d x^2} = \frac{M_x}{E \Theta_x}$ durch zweimalige Integration und nachträgliche Bestimmung der Integrationsfestwerte der Grenzen der einzelnen Strecken abzuleiten. Der Verfasser empfiehlt das entgegengesetzte Verfahren und giebt durch vorherige Wahl einer zweckmäfsigen Form den analytischen Gleichungen eine Gestalt, welche die nachträgliche Bestimmung derartiger Festwerte entbehrlich macht. Es wird der Balken mit seinen sämtlichen Belastungen und inneren Kräften (Auflagerdrücke werden als negative Einzellasten eingeführt) als etwas gegebenes Einheitliches aufgefafst und die Abhängigkeit, in welcher je zwei analytische Formeln der elastischen Verhältnisse zweier Nachbarstrecken stehen, von vornherein in der Form der analytischen Formeln zum Ausdruck gebracht. Die Grundgleichung kann unter der Voraussetzung, dafs die Streckenlasten ganze algebraische Funktionen der Länge x sind, folgende allgemeine Form erhalten:

$$y = a_0 + a_1 x + a_2 x^2 + a_3 x^3 + a_4 x^4 + a_5 x^5 \dots$$

oder bei Annahme eines unveränderlichen Trägheitsmomentes für den ganzen betrachteten Träger

$$y = y_0 + \varphi_0 \cdot x + \frac{1}{EJ}\left(-M\frac{x^2}{2} + Q\frac{x^3}{6} + p\frac{x^4}{24} + \frac{dp}{dx}\cdot\frac{x^5}{120} + \dots\right)$$

hierin bedeutet:

y_0 die Einsenkungstiefe, $\varphi_0 = \frac{dy}{dx} = a_1$ die Neigungstangente, $2\,a_2 EJ = EJ \cdot \frac{d^2 y}{d x^2} = -M$ das Biegungsmoment, $6\,a_3 EJ = EJ \cdot \frac{d^3 y}{d x^3} = Q$ die innere Querkraft, $24\,a_4 EJ = EJ \cdot \frac{d^4 y}{d x^4} = p$ die Belastung für die Längeneinheit und $120\,a_5 EJ = EJ \cdot \frac{d^5 y}{d x^5} = \frac{dp}{dx}$ die Änderungsgröfse von p, also die Neigungstangente der diese Streckenlast darstellenden Kurve. Den Träger nach oben hohl biegende Momente M und nach abwärts wirkende Querkräfte Q werden als positive Gröfsen in die Rechnung eingeführt.

Kennzeichnet man die einzelnen Strecken, die also durch irgend welche Stetigkeitsunterbrechungen (z. B. ein Moment, eine Last, einen Auflagerdruck, eine Änderung in der Streckenlast, ein Gelenk) abgegrenzt und geschieden sind, durch die Zeichen I, II... und bezeichnet man die die elastische Durchbiegung darstellende, an den Unstetigkeitsstellen sprungweise sich ändernde Funktion y dementsprechend für die einzelnen Strecken mit $y = y_{\text{I}}$, $y = y_{\text{II}} \dots$, so müssen je 2 Gleichungen zweier nachbarlicher Strecken, z. B. die Gleichungen $y = y_{\text{I}}$, $y = y_{\text{II}} \dots$ im gemeinsamen Grenzpunkt ihrer Giltigkeit widerspruchsfrei sein. Dies wird erreicht durch einfache allgemeine Festsetzung des Gleichungsunterschiedes: $\Delta y = y_{\text{II}} - y_{\text{I}}$, welcher der Unstetigkeit des Grenzpunktes entspricht, und die Gesamtheit aller einzelnen Gleichungen y wird dementsprechend einheitlich als eine bestimmte Gleichungsfolge aufgefafst, so zwar, dafs der auf einer bestimmten, vor dem Unstetigkeitspunkte belegenen Strecke giltigen Gleichung y stets lediglich ein bestimmtes Gleichungsglied Δy hinzuzusetzen ist, um die für die nächste, dem Unstetigkeitspunkte folgende Strecke giltige Gleichung zu erhalten. Man erhält also für den Balken, mit allen Kräften von einem bis zum andern Ende, eine sofort und unvermittelt niederzuschreibende Gleichung, in welcher die Grenzen der Giltigkeit je durch ein Komma gekennzeichnet sind.

Nach dieser sehr übersichtlichen Methode wird der beliebig, stetig oder unstetig belastete Balken mit unveränderlichem und mit sprungweise veränderlichem Trägheitsmoment, die Stetigkeitsunterbrechung durch Scharniere, das Zusammenfallen verschiedener Ursachen der Un-

stetigkeit an einem und demselben Punkte, der Widerstand der Stützen gegen Drehung und der Balken mit stetig veränderlichem Trägheitsmoment behandelt, wobei zu beachten ist, dafs im letzten Fall von der Gleichung $EJ.\frac{d^2y}{dx^2} = -M_x$ und nicht von der in diesem Fall ungiltigen Gleichung $EJ.\frac{d^4y}{dx^4} = p$ ausgegangen werden mufs.

Ein weiteres Eingehen in diese fruchtbare Methode an dieser Stelle überschreitet den Rahmen vorliegenden Heftes; der folgende Anhang bietet jedoch Gelegenheit, deren Anwendung auf besondere Aufgaben klar zu legen.

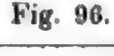
25. M. Merriman, The reactions of partially continous draw bridges. Engineering News 1895 II, S. 150, mit Abb. Der Verfasser giebt Endformeln zur Berechnung verschiedener, in Nordamerika üblicher Typen von Drehbrücken-Hauptträgern (in anderer, wesentlich allgemeiner Weise finden sich dieselben im Anhang entwickelt).

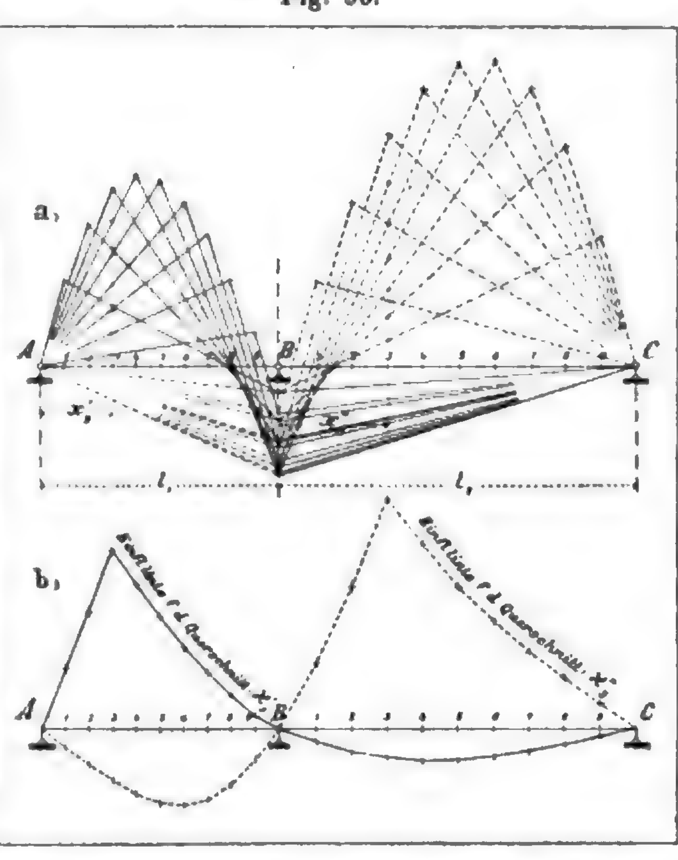
Ebendasselbe von demselben Autor. Railroad Gaz. 1895, S. 585, mit Abb.

M. Merriman, Determining the deflection of swing bridges. Engineering News 1895 II, S. 151, mit Abb. Anwendung der bekannten Mohr'schen Methoden auf einen Fachwerkträger.

26. Whited, The moments of stresses in swing-spans with 4 supports. Engineering News 1895 II, S. 280. Der Verfasser weist nach, dafs die im Handbuch von Johnson, Bryan und Turneaure auf S. 194 gegebenen Formeln unrichtig sind. Die Formel mufs richtig lauten $M_1 = -Pl_1^2 \frac{k-k^3}{2(l_1+3l_2+l_3)}$ anstatt $M_1 = -Pl^2 \frac{k-k^3}{2l+3l_2}$. (Vergleiche Litteraturnachweis: Werke allgemeinen Inhaltes S. 93, No. 2 und S. 104, No. 12.)

27. A. Cart et L. Portes, Calcul des ponts métalliques à poutres droites à une ou plusieurs travées par la méthode des lignes d'influence. Paris 1895, 291 Seiten, mit 2 Tafeln. Das Buch ist mit Rücksicht auf die seit dem 29. August 1891 in Frankreich in Kraft getretene neue Brückenverordnung geschrieben und bezweckt, die Berechnung der durchlaufenden Träger auch bei Belastung durch Einzellastensysteme mit wenig Zeitaufwand durchführen zu können. Die Tabellen sind durchaus unter Voraussetzung eines unveränderlichen Trägheitsmomentes aufgestellt. Bei der ersten überschläglichen Querschnittsbestimmung der Hauptträger ungleicharmiger Drehbrücken können die Tabellen auf S. 115 bis 135 und S. 207 bis 217 gute Dienste leisten. Aus ersteren kann man die unter einer wandernden Einzellast auftretenden Momente zusammentragen (Fig. 96 *a*) und hieraus unmittelbar die Einflufslinien für alle Trägerquerschnitte aufzeichnen (Fig. 96 *b*). Hierbei ist der erstgenannte Tabellenteil (Momente) für alle Verhältnisse $\left(\frac{l_1}{l_2}\right) = 0{,}50$ bis 1,50, um je 0,05 fortschreitend, der zweitgenannte Tabellenteil (Querkräfte) für $\frac{l_1}{l_2} = 0{,}50$ bis 1,50, um je 0,10 fortschreitend, durchgerechnet. Der Anhang des Buches enthält die Vorschriften vom 29. August 1891 und Ausführungsanweisungen.


Fig. 96.



28. G. Barkhausen, Klappbrücke mit wagrechtem Schwerpunktswege. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1896, S. 806, mit Abb. Der Verfasser zeigt zuerst die Bestimmung der Leitbahn T (Fig. 67*a* des vorliegenden Heftes) auf graphischem und analytischem Wege.

IX. Anhang.

Kurze Entwickelung einiger einfacher Formeln für den durchlaufenden Träger (mit Bezug auf dessen Anwendung bei beweglichen Brücken) auf einheitlicher Grundlage (Francke'sche Gleichung).

A. Unveränderliches Trägheitsmoment J.

1. Der über 2 ungleich lange Öffnungsfelder l und $n\,l$ durchlaufende Träger $A\,C\,B$ (Fig. 76 *a*).

a) Die Stützen A, C, B liegen in einer Geraden.

Bezeichnet man mit E die Elasticitätsziffer, mit P die wandernde Einzellast und mit A, C, B die durch diese Einzellast hervorgerufenen Stützenwiderstände, führt man ferner nach abwärts gerichtete Lasten (die Stützenwiderstände hierbei als negative Lasten eingeführt), sowie den Balken nach oben hohl krümmende Biegungsmomente positiv in die Rechnung ein, so kann man nach Francke[33]) unvermittelt für die in Fig. 76 *a* dargestellte Laststellung P im Öffnungsfeld $A\,C$ folgende Grundgleichung 1 anschreiben, wobei die Giltigkeitsgrenzen für die einzelnen Strecken I, II ... derselben je durch ein Komma gekennzeichnet werden:

$$EJ\,.\,y = EJ\,.\,\varphi_a\,x - \frac{1}{6}\,A\,\underset{\mathrm{I}}{x^3,} + \frac{1}{6}\,P\,\underset{\mathrm{II}}{(x-\beta l)^3,} - \frac{1}{6}\,C\,\underset{\mathrm{III}}{(x-l)^3,} \quad \ldots \ldots \quad 1.$$

aus der durch fortgesetzte Differentiation die folgenden 3 Gleichungen erhalten werden:

$$EJ\,.\,\frac{d\,y}{d\,x} = EJ\,.\,\varphi_a - \frac{1}{2}\,A\,\underset{\mathrm{I}}{x^2,} + \frac{1}{2}\,P\,\underset{\mathrm{II}}{(x-\beta l)^2,} - \frac{1}{2}\,C\,\underset{\mathrm{III}}{(x-l)^2,} = EJ\,.\,tang\,\varphi_x = EJ\,.\,\varphi_x \quad . \quad 2.$$

$$EJ\,.\,\frac{d^2 y}{d\,x^2} = -\,A\,\underset{\mathrm{I}}{x,} + P\,\underset{\mathrm{II}}{(x-\beta l),} - C\,\underset{\mathrm{III}}{(x-l),} = -\,M_x \quad \ldots \ldots \quad 3.$$

$$EJ\,.\,\frac{d^3 y}{d\,x^3} = -\,\underset{\mathrm{I}}{A,} + \underset{\mathrm{II}}{P,} - \underset{\mathrm{III}}{C,} = +\,Q_x \quad \ldots \ldots \quad 4.$$

In diesem Gleichungssystem bezeichnet y die Ordinate der elastischen Linie, $\frac{d\,y}{d\,x} = \varphi_x$ die Tangente an dieselbe, M_x das Biegungsmoment und Q_x die innere Querkraft an einem in der Entfernung x vom linken Auflagerpunkt A gelegenen Trägerquerschnitt. A ist auch der Ursprung des Koordinatensystems x, y (Fig. 76 *a*).

Führt man die Laststellung p und die betrachtete Trägerstelle x als Bruchteile der Stützweite l ein, setzt man also $p = \beta\,l$ und $x = \xi\,l$, so lassen sich die Gleichungen 1 bis 4 wie folgt umformen:

$$y = l\,\varphi_a\,\xi + \frac{l^3}{6\,EJ}\left[-\,A\,\underset{\mathrm{I}}{\xi^3,} + P\,\underset{\mathrm{II}}{(\xi-\beta)^3,} - C\,\underset{\mathrm{III}}{(\xi-1)^3,}\right] \quad \ldots \ldots \quad 1^a.$$

$$\frac{d\,y}{d\,x} = tang\,\varphi_x = \varphi_x = \varphi_a + \frac{l^2}{2\,EJ}\left[-\,A\,\underset{\mathrm{I}}{\xi^2,} + P\,\underset{\mathrm{II}}{(\xi-\beta)^2,} - C\,\underset{\mathrm{III}}{(\xi-1)^2,}\right] \quad . \quad . \quad 2^a.$$

$$EJ\,.\,\frac{d^2 y}{d\,x^2} = l\left[-\,A\,\underset{\mathrm{I}}{\xi,} + P\,\underset{\mathrm{II}}{(\xi-\beta),} - C\,\underset{\mathrm{III}}{(\xi-1),}\right] = -\,M_x \quad \ldots \ldots \quad 3^a.$$

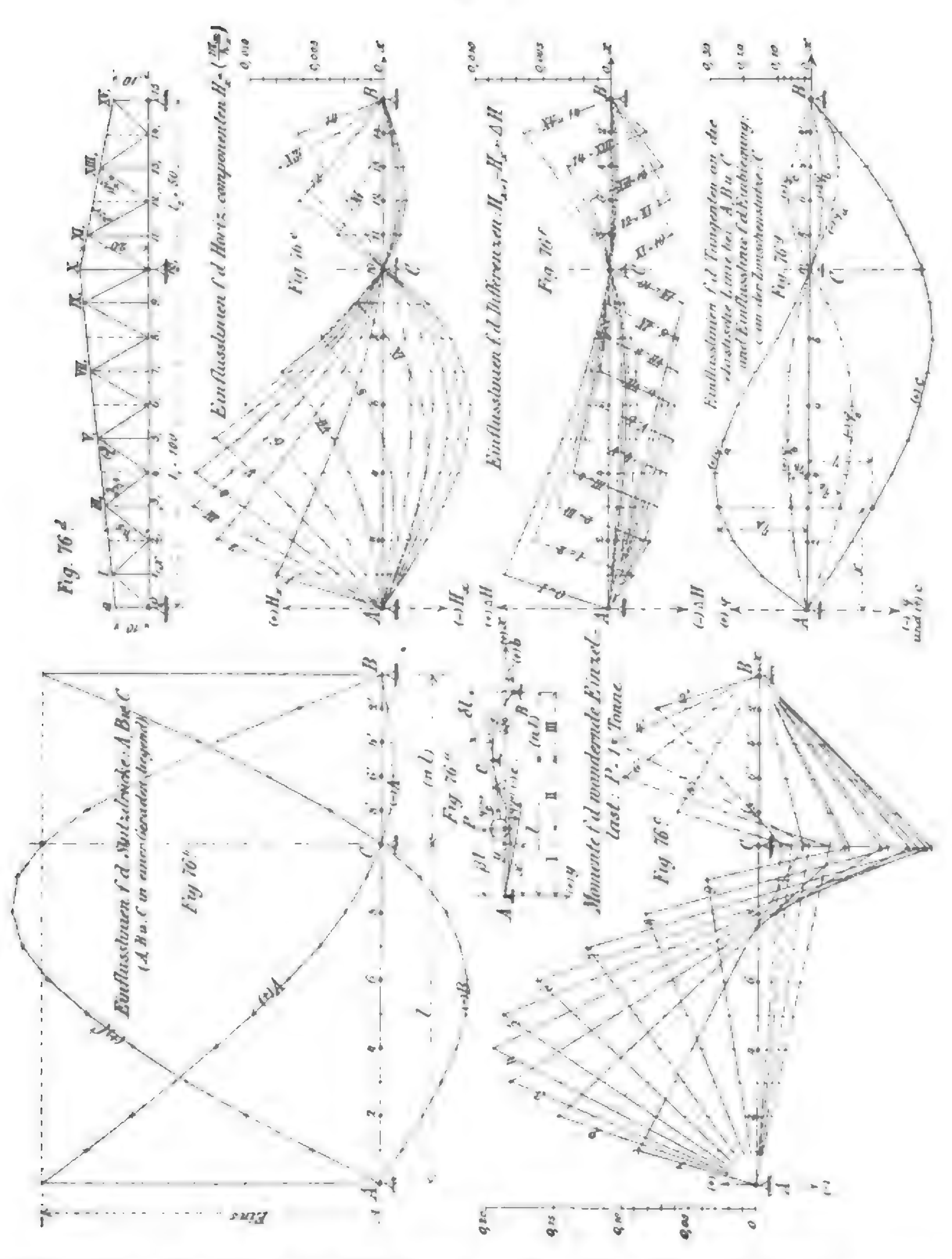
$$EJ\,.\,\frac{d^3 y}{d\,x^3} = -\,\underset{\mathrm{I}}{A,} + \underset{\mathrm{II}}{P,} - \underset{\mathrm{III}}{C,} = +\,Q_x \quad \ldots \ldots \quad 4^a.$$

Von den zu bestimmenden Gröfsen y, φ_x, M_x und Q_x sind unter den gemachten Voraussetzungen blofs die beiden ersten abhängig von dem Trägheitsmoment J und der Elasticitätsziffer E; sie sollen deshalb der Kürze wegen die elastischen, und die hiervon unabhängigen Gröfsen M_x und Q_x die statischen Gröfsen genannt werden.

Da nach der Annahme, mit Bezug auf Fig. 76 *a*, $-\,c = +\,b = 0$ zu setzen ist, so ergeben sich für die zunächst unbekannten Gröfsen φ_a, A und C die Bedingungen $[y]_{\xi=1} = 0$, $[y]_{\xi=n+1} = 0$ und da der Träger bei B frei drehbar aufgelagert ist, $\left[EJ\,.\,\frac{d^2 y}{d\,x^2}\right]_{\xi=n+1} = 0$. Die letzte Bedingung liefert unmittelbar die Gleich-

---

[33]) Siehe Litteraturnachweis, theoretische Untersuchungen betreffend, No. 24.



gewichtsgleichung für Drehung des Kräftesystemes um das rechte Auflager B, nämlich: $-A(n+1) + P(n+1-\beta) - Cn = 0$.

Nach Durchführung der Rechnung erhält man schliefslich für alle **Laststellungen zwischen** $\xi = 0$ und $\xi = 1$ (A bis C) die Einflufswerte für die Auflagerdrücke aus den Gleichungen

Fig. 76 *b*

$$A = P\,\frac{\beta^3 - \beta(2n+3) + 2(n+1)}{2(n+1)} \qquad 5.$$

$$C = P\,\frac{\beta(2n+1) - \beta^3}{2n} \qquad 6.$$

$$B = P - (A + C) \qquad 7.$$

Die Einflufswerte für die Tangenten an die elastische Linie an den Auflagerpunkten A, C u. B aus:

Fig. 76 g
$$\left\{\begin{array}{ll} tang\,\varphi_a = \varphi_a = \frac{l^2}{6EJ}(\eta_a.P) = \frac{l^2}{6EJ}\cdot\frac{\beta^3(2n+3)-6\beta^2(n+1)+\beta(4n+3)}{2(n+1)}P & \ldots 8. \\ tang\,\varphi_c = \varphi_c = \frac{l^2}{6EJ}(\eta_c.P) = \frac{l^2}{6EJ}\cdot\left[\frac{n}{n+1}(\beta^3-\beta)\right]P & \ldots 9. \\ tang\,\varphi_b = \varphi_b = \frac{l^2}{6EJ}(\eta_b.P) = \frac{l^2}{6EJ}\cdot\left[\frac{n}{2(n+1)}(\beta-\beta^3)\right]P = -\frac{1}{2}\varphi_c & \ldots 10. \end{array}\right.$$

In ganz ähnlicher Weise finden sich für alle Laststellungen zwischen $\xi = 1$ und $\xi = n + 1$ mit Bezug auf Fig. 76 a die Werte:

Fig. 76 b
$$\left\{\begin{array}{ll} A = P(\delta^3 - n^2\delta)\frac{1}{2n(n+1)} & \ldots 11. \\ C = P[\delta n(n+2) - \delta^3]\frac{1}{2n^2} & \ldots 12. \\ B = P - (A + C) & \ldots 13. \end{array}\right.$$

Fig. 76 g
$$\left\{\begin{array}{ll} \varphi_a = \frac{l^2}{6EJ}(\eta_a.P) = \frac{l^2}{6EJ}[\delta^3 - n^2\delta]\frac{1}{2n(n+1)}P & \ldots 14. \\ \varphi_c = -2\varphi_b & \ldots 15. \\ \varphi_b = \frac{l^2}{6EJ}(\eta_c.P) = \frac{l^2}{6EJ}\cdot\frac{-\delta^3(3n+2)+\delta^2(n+1)6n-\delta(3n+4)n^2}{2n(n+1)}P & \ldots 16. \end{array}\right.$$

Sind die Auflagerkräfte A, C und B aus obigen Gleichungen gefunden, so ergeben sich unmittelbar die Biegungsmomente, wenn $\xi = \beta$, für alle Laststellungen zwischen A und C aus

$$\mathfrak{M}_x = l.A\beta \quad \text{(Fig. 76 c)} \quad \ldots 17.$$

und zwischen C und B aus

$$\mathfrak{M}_x = l.B\delta \quad \text{(Fig. 76 c)} \quad \ldots 18.$$

Zur Vereinfachung der Rechnung dient nachstehende Tabelle der nur einmal zu berechnenden Verhältniszahlen β (bezw. δ):

$\frac{x}{l} = \beta =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\beta^2 =$	0,01	0,04	0,09	0,16	0,25	0,36	0,49	0,64	0,81	1,00
$\beta^3 =$	0,001	0,008	0,027	0,064	0,125	0,216	0,343	0,512	0,729	1,000

b) Änderung der Höhenlage der Mittelstütze C.

Wird die Mittelstütze des ursprünglich in einer Geraden gelagerten, nun unbelastet gedachten Trägers um den Betrag c gesenkt — für eine Überhöhung derselben, die bei Drehbrücken allein in Betracht kommt, wäre c negativ einzuführen — so geht die Gleichung 1, da $P = 0$ zu setzen ist, über in

$$EJ.y = EJ.\varphi_a x - \frac{1}{6}\underset{\text{I u. II}}{Ax^3,} - \frac{1}{6}\underset{\text{III}}{C(x-l)^3,}$$

Zur Bestimmung der 3 Unbekannten φ_a, A und C dienen die Bedingungsgleichungen

$$[y]_{\xi=1} = c, \quad [y]_{\xi=n+1} = 0 \quad \text{und} \quad \left[EJ.\frac{d^2y}{dx^2}\right]_{\xi=n+1} = 0;$$

letztere giebt die auch unmittelbar niederzuschreibende Bedingungsgleichung: $-C = A\frac{n+1}{n}$. Hieraus finden sich die durch Senkung der Mittelstütze um den Betrag c an den beiden Endauflagern hervorgerufenen Auflagerkräfte: $A = \frac{3EJ}{nl^3}c$ und $B = \frac{A}{n} = \frac{3EJ}{n^2l^3}c$ . . . 19.

und die Kraft, die in C lotrecht nach aufwärts wirkend angebracht werden müfste, um diese Senkung wieder aufzuheben, aus der Gleichung:

$$C = \frac{3EJ}{n^2l^3}(n+1)c \quad \ldots 20.$$

Der Verlauf der Biegungslinie selbst ergiebt sich aus den beiden Gleichungen:

Fig. 76 g

für alle Querschnitte zwischen $\xi = 0$ bis 1 aus

$$\eta_x = \frac{1}{2n}[\xi(2n+1) - \xi^3]c$$

für alle Querschnitte zwischen $\xi = 1$ bis $(n+1)$ aus

$$\eta_x = \frac{1}{2n^2}[\xi^3 - 3(n+1)\xi^2 + (2n^2+4n+3)\xi - (n+1)]c \quad \ldots 21.$$

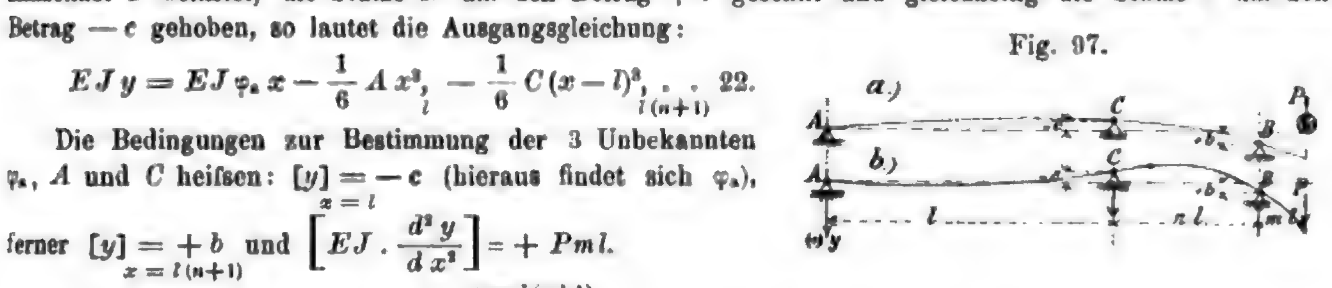
Diese η_x Linie ist zugleich die Einflufslinie für die Einbiegung am Punkt C des auf den Stützen A und B frei aufgelagerten Trägers von der Stützweite $l(n+1)$, hervorgerufen durch die wandernde Einzellast P, wenn $C = P$, mithin $c = \frac{n^2 l^3}{n+1} \cdot \frac{P}{3\,EJ}$ gewählt wird. Für $n = 1$ und $L = l(n+1) = 2l$ erhält man den bekannten Wert $c = \frac{L^3}{48\,EJ} \cdot P.$[34])

2. Der durchlaufende Träger über 3 Stützen mit überhängendem Ende und ungleicher Höhenlage der ersteren (vergl. Fig. 97).

Wird der ursprünglich wagrecht aufgelagerte Balken an seinem überhängenden Ende mit der Einzellast P belastet, die Stütze B um den Betrag $+b$ gesenkt und gleichzeitig die Stütze C um den Betrag $-c$ gehoben, so lautet die Ausgangsgleichung:

$$EJy = EJ\varphi_a x - \frac{1}{6}Ax^3_{\,l} - \frac{1}{6}C(x-l)^3_{\,l(n+1)} \quad . \; . \; 22.$$

Fig. 97.



Die Bedingungen zur Bestimmung der 3 Unbekannten φ_a, A und C heifsen: $[y]_{x=l} = -c$ (hieraus findet sich φ_a), ferner $[y]_{x=l(n+1)} = +b$ und $\left[EJ \cdot \frac{d^2y}{dx^2}\right]_{x=l(n+1)} = +Pml.$

Schliefslich ergeben sich die Auflagerkräfte A und C aus den Gleichungen:

$$\left.\begin{aligned} A &= \frac{1}{2n(n+1)}\left[Pmn^2 - \frac{6EJ[b + c(n+1)]}{l^3}\right] \\ C &= -\frac{1}{n}[A(n+1) + Pm] \end{aligned}\right\} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; 23.$$

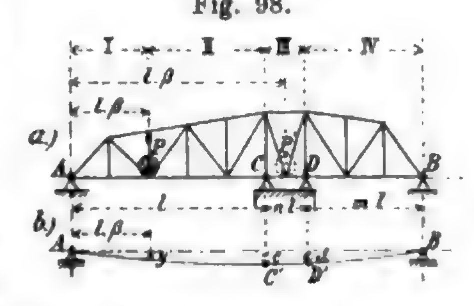
Führt man die so gefundenen Werte von A und C in die Gleichung 22 ein, so kann man unmittelbar den Verlauf der elastischen Linie (Fig. 97 b) angeben, sowie für jeden beliebigen Querschnitt durch fortgesetzte Differentiation mit Beachtung der entsprechenden Grenzen die Tangentenlage, das Moment und die Querkraft ermitteln.

3. Der durchlaufende Träger über 3 ungleiche Öffnungsfelder (l, ln **und** lm)**; die Stützen liegen in einer Geraden.**

α) Last P in dem Öffnungsfeld AC. Hierfür ergiebt sich unmittelbar die Grundgleichung:

$$\left.\begin{aligned} EJy = EJ\varphi_a x &- \frac{1}{6}Ax^3_{\,\mathrm{I}} + \frac{1}{6}P(x - l\beta)^3_{\,\mathrm{II}} \\ &- \frac{1}{6}C(x-l)^3_{\,\mathrm{III}} - \frac{1}{6}D[x-(n+1)l]^3_{\,\mathrm{IV}} \end{aligned}\right\} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; 24.$$

Fig. 98.



Zur Ermittelung der 4 Unbekannten φ_a, A, C und D bestehen die Bedingungen:

$$[y]_{x=l} = [y]_{x=l(n+1)} = [y]_{x=l(1+n+m)} = 0$$

$$\text{und} \quad \left[EJ \cdot \frac{d^2y}{dx^2}\right]_{x=l(1+n+m)} = 0;$$

führt man die Abscisse x der betrachteten Trägerstelle und die Entfernung $\overline{AP}$ als Bruchteile der Stützweite l ein, setzt man also $AP = l\beta$ und $x = \xi l$, d. h. $\xi = \frac{x}{l}$, so läfst sich die Gleichung 24 auch schreiben:

$$6EJy = 6EJ\varphi_a \cdot \xi l - [A\xi^3_{\,\mathrm{I}} - P(\xi-\beta)^3_{\,\mathrm{II}} + C(\xi-1)^3_{\,\mathrm{III}} + D(\xi-n-1)^3_{\,\mathrm{IV}}]\,l^3 \quad . \; . \; . \; 24^a.$$

$$\text{hieraus:} \quad \frac{dy}{dx} = \varphi_a - \frac{l^2}{2EJ}[A\xi^2_{\,\mathrm{I}} - P(\xi-\beta)^2_{\,\mathrm{II}} + C(\xi-1)^2_{\,\mathrm{III}} + D(\xi-n-1)^2_{\,\mathrm{IV}}] = \varphi_x \quad . \; . \; . \; 25.$$

$$EJ \cdot \frac{d^2y}{dx^2} = -l\,[A\xi_{\,\mathrm{I}} - P(\xi-\beta)_{\,\mathrm{II}} + C(\xi-1)_{\,\mathrm{III}} + D(\xi-n-1)_{\,\mathrm{IV}}] = -M_x \quad . \; . \; . \; 26.$$

$$EJ \cdot \frac{d^3y}{dx^3} = -A_{\,\mathrm{I}} + P_{\,\mathrm{II}} - C_{\,\mathrm{III}} - D_{\,\mathrm{IV}} = +Q_x \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; 27.$$

[34]) „Hütte", Taschenbuch des Ingenieurs, 1893 I, S. 333.

Da für $\xi = 1$, $y = 0$ wird:

$$6\,EJ\,\varphi_a = l^3 A - P(1-\beta)^3 l^3 \quad \ldots \quad 28.$$

Dieser Wert von $6\,EJ\,\varphi_a$, in Gleichung 24^a eingesetzt, giebt für die Bedingung, dafs für $\xi = n+1$, $y = 0$ sein mufs: $A(n^3 + 3n^2 + 2n) + C n^3 = P[(n+1-\beta)^3 - (n+1)(1-\beta)^3]$

oder

$$A\,a_1 - C\,c_1 = P\,p_1, \quad \ldots \quad 29.$$

wenn zur Abkürzung: $n^3 + 3n^2 + 2n = (n+1)(n+2)\,n = a_1$; $n^3 = c_1$ und $[(n+1-\beta)^3 - (n+1)(1-\beta)^3] = p_1$ gesetzt wird.

Die weitere Bedingung, dafs für $\xi = 1 + n + m$, $y = 0$ wird, giebt die Gleichung:

$$\left.\begin{array}{l} A(1+n+m) - P(1+n+m)(1-\beta)^2 - A(1+n+m)^3 \\ + P(1+n+m-\beta)^3 - C(m+n)^3 - D\,m^3 = 0 \end{array}\right\} \quad \ldots \quad 30.$$

und die Bedingung, dafs für $\xi = 1 + n + m$, $EJ\,.\,\frac{d^2 y}{d x^2} = 0$ sein mufs, nach Gleichung 26 die weitere Beziehung:

$$A(1+n+m) - P(1+n+m-\beta) + C(n+m) + D\,m = 0 \quad \ldots \quad 31.$$

Multipliziert man letztere mit m^2 und addiert sie zu Gleichung 30, so ergiebt sich

$$A[(1+n+m) + (1+n+m)\,m^2 - (1+n+m)^3] + C[m^2(n+m) - (n+m)^3]$$
$$= P(1+n+m)(1-\beta)^2 + (1+n+m-\beta)\,m^2 - (1+n+m-\beta)^3]$$

oder:

$$A\,a_2 + C\,c_2 = P\,p_2, \quad \ldots \quad 32.$$

wenn man zur Abkürzung: $[(1+n+m) + (1+n+m)\,m^2 - (1+n+m)^3] = a_2$; $[m^2(n+m) - (n+m)^3] = c_2$ und $[(1+n+m)(1-\beta)^2 + (1+n+m-\beta)\,m^2 - (1+n+m-\beta)^3] = p_2$ setzt.

Aus den Gleichungen 29 und 32 ergeben sich die gesuchten Auflagerkräfte A und C:

$$A = \frac{c_2\,p_1 - c_1\,p_2}{a_1\,c_2 - a_2\,c_1} \quad \text{und} \quad C = \frac{a_1\,p_2 - a_2\,p_1}{a_1\,c_2 - a_2\,c_1} \quad \ldots \quad 33.$$

Hierauf lassen sich die noch fehlenden Stützendrücke D und B aus den Gleichungen 30 und 27 berechnen.

Sind die Werte von A, C und D derart gefunden, so können mittels der Gleichungen 24^a bis 28 für jeden beliebigen Querschnitt, der innerhalb der Öffnung AC liegt, die statischen und elastischen Gröfsen unmittelbar berechnet werden.

β) Last P im Öffnungsfeld CD (Fig. 98). Auf diesen Belastungsfall soll nicht näher eingegangen werden, weil die Fachquerträger C und D fast stets durch einen Längsträger derart verbunden sind, dafs nur Knotenlasten bei C und D auftreten, die unmittelbar von den Auflagern aufgenommen werden. Die Ausgangsgleichung hierfür würde lauten:

$$EJy = EJ\,\varphi_a\,x - \frac{1}{6}\,A\,x^3_{\,\mathrm{I}} - \frac{1}{6}\,C(x-l)^3_{\,\mathrm{II}} + \frac{1}{6}\,P(x-l\beta)^3_{\,\mathrm{III}} - \frac{1}{6}\,D[x-(n+1)\,l]^3_{\,\mathrm{IV}} \quad \ldots \quad 34.$$

4. Der durchlaufende Träger über 3 Öffnungsfelder mit gleich grofsen Aufsenöffnungen. Last P im Fach AC.

Setzt man in Fig. 98: $m = 1$ und ändert dementsprechend die Werte der Gleichungen 29 und 31, so ergeben sich für die 4 Stützendrücke nach entsprechenden Umformungen schliefslich folgende Gleichungen:

$$\left.\begin{array}{l}
A = \dfrac{P}{3n^2 + 8n + 4}\,[3n^2 + 8n + 4 - \beta(3n^2 + 10n + 6) + \beta^3(n+1)\,2] \\
C = \dfrac{P}{(3n^2 + 8n + 4)\,n}\,[\beta(3n^3 + 10n^2 + 9n + 2) - \beta^3(2n^2 + 5n + 2)] \\
D = \dfrac{P}{(3n^2 + 8n + 4)\,n}\,(n^2 + 3n + 2)(\beta^3 - \beta) \\
B = \dfrac{P}{3n^2 + 8n + 4}\,(\beta - \beta^3)\,n
\end{array}\right\} \quad \ldots \quad 35.$$

Addiert man diese 4 Gleichungen, so mufs der Gleichung 27 Genüge geleistet werden, d. h. es mufs deren Summe P ergeben.

Ferner findet sich für $\beta = 0$; $A = P$, $C = D = B = 0$, und für $\beta = 1$, $A = 0$, $C = P$, $D = B = 0$.

Beispiele:

a) Es sollen für eine 94,35 m lange ungleicharmige Drehbrücke, deren Aufsenöffnungen $l = 55{,}50$ und $m\,l = 33{,}30$ m, deren Pfeilerfach $n\,l = 5{,}55$ m ist, wenn die Einzellast P in der Entfernung

$x = 27,75$ m vom Auflagerpunkte des linken, langen Armes steht, folgende Gröfsen berechnet werden: Sämtliche Auflagerdrücke, die Einbiegung an der Laststelle und die Tangenten an die elastische Linie bei sämtlichen Auflagerpunkten.

Die nur einmal zu berechnenden Formgröfsen a_1, a_2, c_1 und c_2 finden sich, da $n = 0,1$, $m = 0,6$ und $\beta = 0,5$ einzuführen ist:

$$a_1 = 1,1 \,.\, 2,1 \,.\, 0,1 = 0,2310; \quad a_2 = [(1 + 0,1 + 0,6) + 1,7 \,.\, 0,6^2 - 1,7^3] = -2,6010;$$

$$c_1 = 0,1^3 = 0,001; \quad c_2 = 0,6^2 (0,1 + 0,6) - (0,1 + 0,6)^3 = -0,0910,$$

und die Belastungsgröfsen p_1 und p_2:

$$p_1 = (1,1 - \beta)^3 - 1,1\,(1 - \beta)^3 = (1,1 - 0,5)^3 - 1,1\,(1 - 0,5)^3 = 0,0785$$

und:

$$p_2 = 1,7\,(1 - \beta)^3 + (1,7 - \beta)\,0,6^2 - (1,7 - \beta)^3 = -1,0835.$$

In den letzteren Gleichungen ändert sich bei dem gegebenen Längenverhältnis der Öffnungsfelder mit dem Fortschreiten der Last P der Wert von β allein.

Führt man diese Werte in die Gleichungen 33 ein, so findet man $A = \frac{-6,060}{-18,42} = +0,329\,P$; $C = \frac{-46,11}{-18,42} = +2,503\,P$; aus Gleichung 31: $D \,.\, 0,6 = P\,(-0,329 \,.\, 1,7 + (1,7 - 0,5) - 2,503 \,.\, 0,7)$ oder $D = -1,852\,P$ und aus Gleichung 27: $B = P\,(1 - 0,329 - 2,503 + 1,852) = +0,020\,P$.

Die Einbiegung an der Laststelle findet sich, da nach Gleichung 28: $6\,EJ\varphi_a = l^2\,[0,329 - (1 - 0,5)^2]\,P = Pl^2 \,.\, 0,204$, aus der Gleichung 24ᵃ: $y = \frac{Pl^3}{6\,EJ} \,.\, [0,5 \,.\, 0,204 - 0,329 \,.\, 0,5^3] = \frac{Pl^3}{EJ\,6} \,.\, 0,0609$, wobei $l = 55,5$ m zu setzen ist, und schliefslich die Tangenten an die elastische Linie an den Auflagerpunkten aus der Gleichung 25, da $\varphi_a = +\frac{Pl^2}{6\,EJ}\,0,204$ gefunden wurde:

für $\xi = 1$; $\beta = 0,5$:

$$\varphi_c = \varphi_a - \frac{Pl^2}{2\,EJ}\,[0,329 \,.\, 1^2 - (1 - 0,5)^2] = \frac{Pl^2}{6\,EJ}\,[0,204 - 3\,(0,329 - 0,250)] = -\frac{Pl^2}{EJ}\,0,00550;$$

für $\xi = (1 + n) = 1,1$; $\beta = 0,5$:

$$\varphi_d = \frac{Pl^2}{6\,EJ}\,\{0,204 - 3\,[0,329 \,.\, 1,1^2 - (1,1 - 0,5)^2 + 2,503\,(1,1 - 1)^2]\} = +\frac{Pl^2}{EJ}\,0,1102;$$

für $\xi = (1 + n + m) = 1,7$; $\beta = 0,5$:

$$\varphi_b = \frac{Pl^2}{6\,EJ}\,\{0,204 - 3\,[0,329 \,.\, 1,7^2 - (1,7 - 0,5)^2 + 2,503\,(1,7 - 1)^2 - 1,852\,(1,7 - 1,1)^2]\} = -\frac{Pl^2}{EJ}\,0,00105.$$

Bezüglich der Vorzeichen vergleiche Fig. 76 *a*.

b) Es sollen für eine gleicharmige Drehbrücke von 94,5 m Länge, deren jede Aufsenöffnung $l = 45$ m und deren Mittelöffnung $l\,n = 4,50$ m lang, die Auflagerkräfte bestimmt werden, wenn die Einzellast P in der Mitte der linken Aufsenöffnung steht.

Da $n = 0,1$ und $\beta = 0,5$, so finden sich aus den Gleichungen 35:

$$A = \frac{P}{0,03 + 0,8 + 4}\,[4,83 - \beta \,.\, 7,03 + \beta^3 \,.\, 2,2] = +0,329\,P;$$

$$C = \frac{P}{0,483}\,[\beta \,.\, 3,003 - \beta^3 \,.\, 2,52] = +2,457\,P;$$

$$D = \frac{P}{4,83}\,(0,125 - 0,5)\,2,31 = -1,794\,P$$

und:

$$B = \frac{P}{4,83}\,(\beta - \beta^3)\,0,1 = +0,008\,P.$$

(Prüfung: $P = A + C + D + B$.)

Sind diese Gröfsen gefunden, so können mittels der Gleichungen 24ᵃ bis 28 an jeder beliebigen Stelle des Trägers AB die statischen und elastischen Gröfsen für diese Laststellung rasch berechnet werden.

5. Durchlaufender, symmetrischer Träger über 4 in einer Geraden liegenden Stützpunkte, dessen Pfeilerfach CD ein Querkraft-Nullfeld ist (amerikanische Drehbrücken). (Fig. 98.)

Die Last bewege sich innerhalb der Aufsenöffnung AC. Da der Voraussetzung gemäfs $m = 1$ ist, lautet die Grundgleichung:

$$EJy = EJ\varphi_a \,.\, \xi\,l - \frac{1}{6}\,l^3\,[A\,\xi^3 - P\,(\xi - \beta)^3 + C\,(\xi - 1)^3 + D\,(\xi - n - 1)^3] \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 36.$$

Die Bedingungsgleichungen sind: $[y]_{\xi=1} = [y]_{\xi=n+1}\ [y]_{\xi=n+2} = 0$. Die Bedingung für das Querkraft-Nullfeld ist gegeben durch: $\left[EJ \cdot \frac{d^2 y}{d x^2}\right]_{\xi=1} = \left[EJ \cdot \frac{d^2 y}{d x^2}\right]_{\xi=n+1}$; hieraus folgt, dafs $A + C = P$ sein mufs.

Nach Durchführung der Rechnung erhält man schliefslich zur Bestimmung der Stützendrücke die Gleichungen:

$$\left.\begin{aligned} A &= \frac{P}{4+6n}[4 + 6n - (5 + 6n)\beta + \beta^3] \\ C &= P - A \\ -D &= +B = \frac{P}{4+6n}(\beta - \beta^3) \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots 37.$$

Beispiel. Die Stützendrücke für das auf S. 115 behandelte Beispiel b sollen unter der Voraussetzung, das Pfeilerfach sei ein Querkraft-Nullfeld, bestimmt werden.

Nach Gleichung 37 erhält man:

$$A = \frac{P}{4,6}[4,6 - 5,6\,\beta + \beta^3] = 0,418\,P;\ C = 0,582\,P;\ D = -B = -0,082\,P.$$

Ein Vergleich der zuletzt gefundenen Stützendrücke mit den früher gefundenen zeigt, wie sehr durch die Anordnung des Querkraft-Nullfeldes über dem Pfeilerfach das Bestreben des Trägerpunktes D sich von dem Auflager daselbst abzuheben herabgemindert wurde. Aus der letzten der Gleichungen 37 geht ohne weiteres hervor, dafs angenähert für $\beta = 0,6$ dieser Auftrieb D seinen gröfsten Wert erreicht und zwar $= -\frac{P}{4,6}\, 0,384 = -0,083\,P$ wird. Es ist daher, wenn die Auflagerung über dem Pfeiler mittels eines Rollenkranzes erfolgt, die Anordnung des Querkraft-Nullfeldes das beste Mittel, die durch Verkehrslast hervorgerufenen Pfeilerstützendrücke auf das kleinste Mafs zu bringen.

Alle übrigen statischen und elastischen Werte lassen sich nun für diese Trägeranordnung sehr einfach aus der Gleichung 36 ableiten.

6. Symmetrischer, gleicharmiger, über 4 Stützen durchlaufender Träger mit Gelenkpunkt in der Mitte des Trägersystemes. (Die Auflager jedes Hauptträgers liegen in einer Geraden.)

1. Belastungsfall. Die Last P steht innerhalb der Aufsenöffnung $A\,B$. Die Grundgleichung lautet:

$$EJy = EJ\varphi_a \xi l - \frac{1}{6} l^3 [A\xi^3_{,P} - P(\xi - \beta)^3_{,B} + B(\xi - 1)^3_{,M}] + \mu(\xi - 2)\,l_{,C} - \frac{1}{6} C l^3 (\xi - 3)_{,D} \quad \ldots 38.$$

Die Giltigkeitsgrenzen sind durch $P, B \ldots D$ bezeichnet, und μ bedeutet den Unterschied der Neigungstangenten der beiden durch das Gelenk M verbundenen Innenöffnungen.[35])

Die Bedingungen $[y]_{\xi=1} = [y]_{\xi=3} = [y]_{\xi=4} = 0$, sowie $\left[EJ \cdot \frac{d^2 y}{d x^2}\right]_{\xi=2} = \left[EJ \cdot \frac{d^2 y}{d x^2}\right]_{\xi=4} = 0$ genügen zur Bestimmung der 4 Unbekannten φ_a, A, B und C, und man erhält schliefslich die Auflagerkräfte aus den Gleichungen:

Fig. 99.

$$\left.\begin{aligned} A &= \frac{1}{8}(8 - 9\beta + \beta^3)\,P \\ B &= \frac{1}{8}(10\beta - 2\beta^3)\,P \\ C &= -\frac{1}{4}(\beta - \beta^3)\,.\,P = -2D \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots 39.$$

für $\beta = 0$ wird $A = P;\ B = C = D = 0$;
für $\beta = 1$ wird $A = C = D = 0$ und $B = P$.

2. Belastungsfall. Die Last P steht innerhalb der Innenöffnung $B\,M$. Aus der Grundgleichung:

$$\left.\begin{aligned} EJy = EJ\varphi_a \xi l + \frac{l^3}{6}[-A\xi^3_{,B} - B(\xi - 1)^3_{,P} + P(\xi - 2 + \beta')^3_{,M}] \\ + \mu(\xi - 2)\,l_{,C} - \frac{l^3}{6} C(\xi - 3)^3_{,D} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots 40.$$

[35]) A. Francke, Die elastische Linie des Balkens, S. 11 (Sonderdruck).

ergiebt sich in Verbindung mit den oben gegebenen 4 Bedingungsgleichungen, wenn $\beta'' = 1 - \beta'$ gesetzt wird (vergl. Fig. 99):

$$\left.\begin{aligned} A &= -\frac{1}{8}(6\beta'' - 3\beta''^2 + \beta''^3)P \\ B &= +\frac{1}{4}(4 + 2\beta'' - 3\beta''^2 + \beta''^3)P \\ C &= +\frac{1}{4}(2\beta'' + 3\beta''^2 - \beta''^3)P = -2D \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \; 41.$$

Für $\beta'' = 0$ wird $A = C = D = 0$ und $B = P$; und für $\beta'' = 1$ wird $A = D = -\frac{1}{2}P$ und $B = C = P$.

Beispiel. Für eine Doppeldrehbrücke von 60 m Trägerlänge, deren 1. Träger AM wagrecht und deren 2. Träger MD um 5% geneigt aufgelagert sei, sollen für die Laststellung $\beta'' = 0{,}5$, die Einbiegung am Gelenk M und die Tangente an die elastische Linie bei dem Pfeiler C bestimmt werden.

Für $\beta'' = 0{,}5$ ergeben die Gleichungen 41 die Stützendrücke $A = -0{,}297\,P$; $B = +1{,}094\,P$; $C = +0{,}406\,P$ und $D = -0{,}203\,P$.

Die Bedingung $[y]_{\xi=1} = 0$ liefert in Verbindung mit der Gleichung 40 aus:

$$0 = EJ\varphi_a l\xi - \frac{1}{6}l^3 A\xi^3$$

den Wert von:

$$\varphi_a = -\frac{l^2}{6EJ}\,0{,}297\,P = -\frac{l^2}{2EJ}\,0{,}099\,P$$

und die gesuchte Einbiegung am Gelenkpunkt für diesen Belastungsfall ergiebt sich nun, da $\xi = 2$ und $\beta' = \beta'' = 0{,}5$, aus der Gleichung:

$$y = \frac{l^3P}{6EJ}\left[-0{,}297\,.\,2 + 0{,}297\,.\,2^3 - 1{,}094\,.\,(2-1)^3 + (2-2+0{,}5)^3\right] = +\frac{l^3P}{6EJ}\,0{,}813.$$

Nach der gemachten Annahme ist $\mu = 0{,}05$, mithin erhält man aus Gleichung 40 für $\xi = 3$ die gesuchte Tangente φ_c:

$$\frac{dy}{dx} = \varphi_c = \frac{l^2P}{2EJ}\left[-0{,}099 + 0{,}297\,.\,3^2 - 1{,}094\,(3-1)^2 + (3-2+0{,}5)^2\right]$$

$$\pm 0{,}05 = \frac{l^2P}{2EJ}\,0{,}448 \pm 0{,}05,$$

wobei im letzten Glied das $\pm$ Vorzeichen zu nehmen ist, je nachdem der 2. Träger fallend oder steigend gelagert ist.

7. Symmetrischer, über 6 Stützen durchlaufender Träger mit Gelenkpunkt in der Mitte, und Querkraft-Nullfeldern über den Pfeilerfachen. (Die Auflager jedes Hauptträgers AM, bezw. MG liegen in einer Geraden.)

1. **Belastungsfall.** Die Last P steht innerhalb der Aufsenöffnung AB. Aus der Ausgangsgleichung:

$$\left.\begin{aligned} EJy = EJ\varphi_a\xi l &+ \frac{l^3}{6}\big[-\underset{\mathrm{I}}{A\xi^3,} + \underset{\mathrm{II}}{P(\xi-\beta)^3,} - \underset{\mathrm{III}}{B(\xi-1)^3,} - \underset{\mathrm{IV}}{C(\xi-n-1)^3,}\big] \\ &+ \underset{\mathrm{V}}{\mu(\xi-n-2)l,} + \frac{l^3}{6}\big[-\underset{\mathrm{VI}}{D(\xi-n-3)^3,} - \underset{\mathrm{VII}}{E(\xi-m-3)^3,}\big] \end{aligned}\right\} \quad \ldots \; 42.$$

erhält man, da für $[y]_{\xi=1} = [y]_{\xi=n+1} = [y]_{\xi=n+3} = [y]_{\xi=2n+3} = [y]_{\xi=2n+4} = 0$ und:

$$\left[EJ\,.\,\frac{d^2y}{dx^2}\right]_{\xi=1} = \left[EJ\,.\,\frac{d^2y}{dx^2}\right]_{\xi=n+1}$$

sowie:

$$\left[EJ\,.\,\frac{d^2y}{dx^2}\right]_{\xi=n+3} = \left[EJ\,.\,\frac{d^2y}{dx^2}\right]_{\xi=2n+3}$$

Fig. 100.

sein mufs, die Stützendrücke aus den Gleichungen:

$$\left.\begin{aligned} A &= \frac{P}{8+12n}\left[8 + 12n - (9+12n)\beta + \beta^3\right] \\ B &= P - A \\ C &= G = P\beta - A = -D = -E \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \; 43.$$

2. **Belastungsfall.** Die Last P steht innerhalb der Innenöffnung $C\,M$. Hierfür:

$$\left.\begin{array}{l} E J y = E J \varphi_a . \xi l + \frac{l^3}{6} [- A \underset{B}{\xi^3,} - B \underset{C}{(\xi - 1)^3,} - C \underset{P}{(\xi - n - 1)^3,} + P \underset{M}{(\xi - n - 2 + \beta')^3,}] \\ \quad + \mu \underset{D}{(\xi - n - 2) l,} + \frac{l^3}{6} [- D \underset{E}{(\xi - n - 3)^3,} - E \underset{G}{(\xi - 2n - 3)^3,}] \end{array}\right\} \quad . . 44.$$

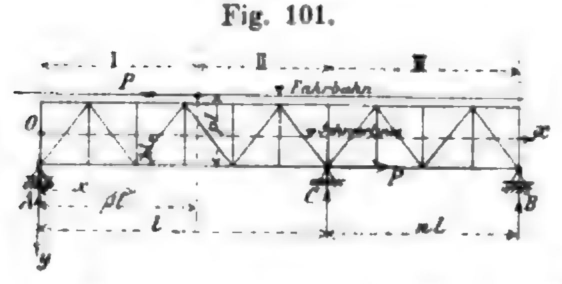
Setzt man $\beta'' = 1 - \beta'$, so erhält man die Stützendrücke schliefslich aus:

$$\left.\begin{array}{l} - A = B = \frac{P}{8 + 12 n} [(1 + n) 6 \beta'' - 3 \beta''^2 + \beta''^3] \\ C = B + P (1 - \beta'') \\ D = E = - G = P \beta'' - B \end{array}\right\} \quad . . . . 45.$$

Setzt man $n = 0$, so mufs man die früher gefundenen Gleichungen 39 bezw. 41 erhalten.[36])

8. **Der über 3 Stützen durchlaufende Träger unter dem Einflufs von Längskräften (Bremswirkung).** (Die 3 Stützen liegen in einer Geraden.)

Fig. 101.



1. **Belastungsfall.** Der Angriffspunkt der Kraft P befindet sich innerhalb des Öffnungsfeldes $A\,C$. Da nach **Francke** jedem äufseren Angriffsmoment M_x der Sprung

$$\Delta y = - \frac{M_x}{2 E J} (\xi - \beta)^2 l^2$$

in der Gleichung der elastischen Linie entspricht, so nimmt für den in Fig. 101 dargestellten Belastungsfall die Gleichung derselben die Form an:

$$E J y = E J \varphi_a \xi l - \frac{1}{6} l^3 A \underset{\mathrm{I}}{\xi^3,} - \frac{1}{2} l^2 M_\beta \underset{\mathrm{II}}{(\xi - \beta)^2,} - \frac{1}{6} l^3 C (\xi - 1)^3 - \frac{1}{2} l^2 M_c \underset{\mathrm{III}}{(\xi - 1)^2,} \quad . . . 46.$$

Hierin bedeutet M_β das Angriffsmoment an der Trägerstelle: βl und M_c das Angriffsmoment am Pfeilerquerschnitt C, bezogen auf die Trägerschweraxe.

Setzt man $\xi = \frac{x}{l}$, so folgt aus der Bedingung:

$$\left[E J . \frac{d^2 y}{d x^2}\right]_{\xi = n+1} = 0, \quad C = - \frac{1}{n} [(M_\beta + M_c) \frac{1}{l} + A (n + 1)].$$

Die weitere Bedingung $[y]_{\xi = 1} = 0$ giebt $6 E J \varphi_a = A l^3 + 3 M_\beta l (1 - \beta)^2$; wird letzterer Wert gleichzeitig mit der Bedingung $[y]_{\xi = n+1} = 0$ in die Gleichung 46 eingeführt, so erhält man:

$$A [(n + 1) - (n + 1)^3 + n^3 + n^2] l - 3 M_\beta [(n + 1 - \beta)^2 - (1 - \beta)^2 (n + 1)]$$
$$+ (M_\beta + M_c) n^2 - 3 M_c n^2 = 0$$

und hieraus, da $M_\beta = - P (p - h) l$ und $M_c = - P h l$ einzuführen ist (siehe Fig. 101), schliefslich:

$$A = P [2 n p + 3 (p - h) (1 - \beta^2)] \frac{1}{2 (n + 1)} \quad . . . . 47.$$

Greift die Bremskraft in der Ebene der unteren Gurtung an, so wird, da $p = 0$ zu setzen ist,

$$A = - P\, 3 h (1 - \beta^2) \frac{1}{2 (n + 1)}, \quad . . . . 47^a.$$

für $\beta = 1$ mufs $A = 0$ werden.

Für Bremswirkung in der Ebene der oberen Gurtung ist $p = 2 h$ zu setzen und hierfür wird:

$$A = P [4 n + 3 (1 - \beta^2)] \frac{h}{2 (n + 1)}, \quad . . . . 47^b.$$

für $\beta = 1$ wird $A = P \frac{2 h n}{n + 1}$.

Fällt die Bremskraftwirkung in die Schwerpunktsebene des Trägers selbst, so ist $p = h$ und

$$A = P \frac{h n}{n + 1}, \quad . . . . 47^c.$$

d. h. A wird eine unveränderliche Gröfse, unabhängig von der Kraftangriffsstelle βl.

[36]) Die Gleichungen 39, 41, 43 und 45 finden sich auch in Engineering News 1895 II, S. 150, jedoch grofsenteils nur als Endergebnisse und können ohne die Gleichungen 38, 40, 42 und 44 allein zur Bestimmung der statischen Gröfsen benutzt werden.

Der Pfeilerstützendruck findet sich, sobald A gefunden, aus der Gleichung:

$$C = \frac{1}{n}[Pp - A(n+1)] \quad \ldots \quad 48.$$

2. Belastungsfall. Der Angriffspunkt der Kraft P befindet sich innerhalb des Öffnungsfeldes CB. Bezeichnet man die Entfernung des Kraftangriffspunktes P von der Mittelstütze C mit $\beta' l$, so erhält man die Ausgangsgleichung:

$$EJy = EJ\varphi_a \xi l - \frac{1}{6} A l^3 \xi - \frac{1}{6} l^3 C(\xi - 1)^3 - \frac{1}{2} l^2 M_c(\xi - 1)^2 - \frac{1}{2} l^2 M_{\beta'}(\xi - 1 + \beta')^2 \quad \ldots \quad 49.$$

und hieraus schliefslich:

$$A = P\frac{n^2(3h - p) + 3(p - h)(n + \beta')^2}{2n(n+1)} \quad \ldots \quad 50.$$

Setzt man in Gleichung 47: $\beta = 1$ und in Gleichung 50: $\beta' = 0$, so müssen beide denselben Wert ergeben: $A = \frac{Pnp}{n+1}$.

In gleicher Weise wie oben erhält man für $p = 0$:

$$A = P\frac{3hn^2 - 3h(n + \beta')^2}{2n(n+1)} \quad \ldots \quad 50^a.$$

für $\beta' = 0$ wird $A = 0$,

für $p = 2h$:

$$A = P\frac{hn^2 + 3h(n + \beta')^2}{2n(n+1)} \quad \ldots \quad 50^b.$$

für $\beta' = 0$ wird $A = \frac{2hn}{n+1}P$

und für $p = h$:

$$A = P\frac{nh}{n+1} \quad \ldots \quad 50^c.$$

8ª. Sonderfall.

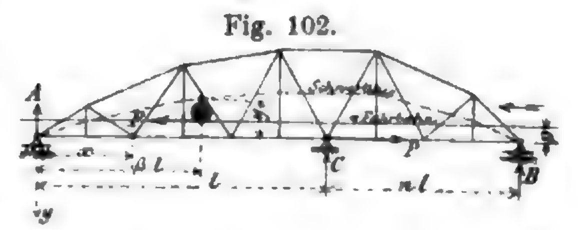


Fig. 102.

Für den in Fig. 102 dargestellten Träger erhält man, weil $M_\beta = +P(\eta - p)l$ und $M_c = -Phl$ einzuführen ist, wenn nach der Figur $y = \eta l$, ferner der Abstand des Pfeilerstützpunktes C von der Bremskraftrichtung mit pl[37]) und von der Schwerpunktsaxe mit hl bezeichnet wird, schliefslich aus der Gleichung 46:

$$A = \frac{P}{2(n+1)}[2(-\eta + p + h)n - 3(\eta - p)(1 - \beta^2)] \quad \ldots \quad 51.$$

und:

$$C = \frac{1}{n}[P(-\eta + p + h) - A(n+1)] \quad \ldots \quad 52.$$

Beispiel. Auf einem durchaus 0,8 m hohen, 8 m langen Parallelblechträger, der auf 3 in einer Geraden liegenden Stützen lagert, werde eine dreiachsige Tenderlokomotive mit 1,5 m Achsstand in dem Augenblick gebremst, in dem sie in die Mitte des gröfseren (5 m) Öffnungsfeldes gelangt ist. Gesucht werden die Biegungsmomente in der Mitte des gröfseren Öffnungsfeldes und über der Zwischenstütze, wenn die Bremskraft in 0,5 m Höhe über der Längsschweraxe des symmetrisch geformten Blechträgers angreift und die Gröfse der wagrechten Bremswirkung eines Rades mit P bezeichnet wird.

Da mit Rücksicht auf die durch Fig. 101 festgestellte Bezeichnungsweise $l = 5$, $nl = 3$, $h = \frac{0,4}{5,0} = 0,080$, $p = \frac{0,9}{5,0} = 0,180$, $n = 0,60$, $\beta_1 = \frac{1,0}{5,0} = 0,200$, $\beta_2 = 0,500$ und $\beta_3 = 0,800$ wird, erhält man aus der Gleichung 47:

$$A = \frac{P}{2 \,.\, 1,6}\{2 \,.\, 0,6 \,.\, 0,180 \,.\, 3 + (0,180 - 0,080)[(1 - 0,200^2) + (1 - 0,500^2) + (1 - 0,800^2)]\} = P \,.\, 0,2672 \text{ t}.$$

Gleichung 46 giebt:

$$\left[EJ \,.\, \frac{d^2y}{dx^2}\right]_{\xi = 0,5} = -Al\xi - M_{\beta_1} = [-0,2672 \,.\, 5 \,.\, 0,5 + (0,180 - 0,08)\,5]\,P = -P \,.\, 0,1680 \text{ tm}.$$

und:

$$\left[EJ \,.\, \frac{d^2y}{dx^2}\right]_{\xi = 1} = -Al - \sum_{\beta=1}^{\beta=3} M_\beta = [-0,2672 \,.\, 5 + 0,10 \,.\, 5 \,.\, 3]\,P = +P \,.\, 0,1640 \text{ tm}.$$

[37]) In Fig. 102 irrtümlich mit p anstatt pl bezeichnet.

B. Veränderliches Trägheitsmoment.

1. Der durchlaufende Träger über 3 Stützen, die in einer Geraden liegen.

Es sei $J_x = k\,x$ und $J_x' = k'\,x'$, d. h. das Trägheitsmoment wachse proportional mit der Entfernung von den beiden Endstützen A und B (Fig. 103) und erreiche über der Mittelstütze seinen Höchstwert J_C. Es ist dies eine Annahme, durch die in manchen Fällen, insbesondere bei Entwurfsarbeiten, der Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes genügend Rechnung getragen wird. Mit Beziehung auf Fig. 103[38]) ist:

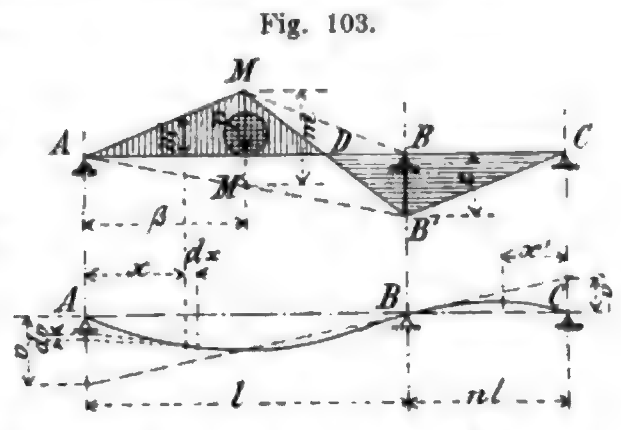


Fig. 103.

$$d\,\varphi = \frac{M_x}{E\,J_x}\,d\,x,\quad d\,v = \frac{M_x}{E\,J_x}\,d\,x\,.\,x = \frac{M}{E\,k}\,d\,x,$$

ferner ist $tang\,\varphi_B = \frac{v}{l} = -\frac{v'}{n\,l},\ v = -v'\left(\frac{1}{n}\right).$

Der Annahme gemäfs mufs für $x = l$ und $x' = n\,l$: $J_C = k\,l = k'\,n\,l$, also $k' = \frac{k}{n}$ werden.

Nach dem obigen ist ferner $v + v'\,\frac{1}{n} = 0$, oder die Werte hierfür eingesetzt:

$$\frac{1}{E\,k}\int_A^C M_x\,.\,d\,x + \frac{1}{n}\,.\,\frac{n}{E\,k}\int_B^C M_x'\,.\,d\,x' = 0.$$

Da aber nach Fig. 103:

$$\int_A^C M_x\,.\,d\,x = \frac{1}{2}\,[m\,l - \overline{A\,D}\,.\,c - (\overline{A\,C} - \overline{A\,D})\,c] = \frac{l}{2}\,(m - c)\quad \text{und}\quad \int_B^C M_x'\,.\,d\,x' = -\frac{1}{2}\,c\,n\,l,$$

findet sich c aus der Gleichung:

$$c = m\,\frac{1}{n+1}\qquad 53.$$

Da der Wert von m für jede beliebige Laststellung $\beta\,l$ aus der Gleichung $m = l\,(\beta - \beta^2)\,P$ bestimmt werden kann, erhält man schliefslich:

$$c = \frac{l}{n+1}\,(\beta - \beta^2)\,P\qquad 54.$$

Einer Überhöhung der Mittelstütze um den gegebenen Betrag c entspricht eine Mehrbelastung der letzteren um den Betrag:

$$C = \frac{2\,E\,J_c}{l^3}\,.\,\frac{n+1}{n^2}\,c\qquad 55^a.$$

und einer Entlastung der Endstütze A um den Betrag:

$$A = C\,\frac{n}{n+1} = \frac{2\,E\,J_c}{l^3}\,.\,\frac{c}{n},\qquad 55^b.$$

hierin bedeutet J_c das Trägheitsmoment über der Mittelstütze, und C wurde gefunden aus der Arbeitsgleichung:

$$1\,c = \frac{1}{E}\int_A^C \frac{M_x}{k\,x}\,.\,\frac{d\,M_x}{d\,C}\,d\,x + \frac{1}{E}\int_B^C \frac{M_x'}{k'\,x'}\,.\,\frac{d\,M_x'}{d\,C}\,d\,x'.$$

Beachtenswert ist, dafs bei dem vorstehend angenommenen Bildungsgesetz der Trägheitsmomente die Mehrbelastung der Stütze C bei gegebener Überhöhung c anderthalbfach so grofs wird, als sie sich bei unveränderlichem Trägheitsmoment J_c ergeben würde.

Sonderfall. Für gleich grofse Öffnungsfelder ergiebt sich die besonders einfache Beziehung:

$$c = \frac{m}{2}\qquad 56.$$

die zuerst F. Bohny bei Berechnung der in Fig. 13 dargestellten gleicharmigen Drehbrücke aufgestellt hat; sie gestattet, in einfachster Weise die Einflufslinien für die Momente und Querkräfte graphisch zu ermitteln.

---

[38]) In Fig. 103 ist die Mittelstütze mit C, die rechte Endstütze mit B und die Laststellung mit $\beta\,l$ (anstatt mit β) zu bezeichnen.

2. Das Trägheitsmoment ist stetig veränderlich. Der durchlaufende Träger über 3 Stützen, die in einer Geraden liegen.

Geht man von der in diesem Falle giltigen Grundgleichung:

$$-E J_x \cdot \frac{d^2 y}{d x^2} = M_x \quad \ldots \quad 57.$$

aus, wobei das Bildungsgesetz für die Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes J_x gegeben ist durch die Gleichung:

$$\frac{1}{J_x} = f(x) = a + b x + c x^2 + d x^3 + \ldots.$$

und bezeichnet man der Abkürzung halber die Integrale dieser Funktion der Reihe nach mit $F'(x)$, $F^{\prime}(x)$, $F^{\prime\prime}(x) \ldots$ derart, dafs:

$$\int f(x)\,dx = F(x) = \left(a + \frac{1}{2} b x + \frac{1}{3} c x^2 + \frac{1}{4} d x^3 + \ldots\right) x$$

$$\int\int f(x)\,dx = F'(x) = \left(a + \frac{1}{3} b x + \frac{1}{6} c x^2 + \frac{1}{10} d x^4 + \ldots\right) \frac{x^2}{2}$$

$$\int\int\int f(x)\,dx = F''(x) = \left(a + \frac{1}{4} b x + \frac{1}{10} c x^2 + \frac{1}{20} d x^4 + \ldots\right) \frac{x^3}{6}$$

gefunden wird, so erhält man durch zweimalige Integration der Gleichung 57, die man auch schreiben kann:

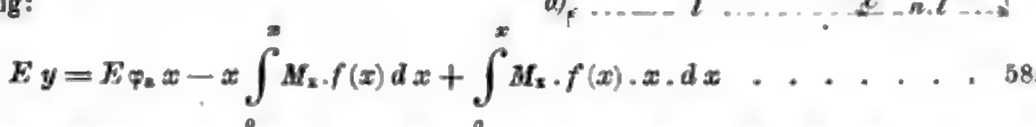
Fig. 104.

$$-E \frac{d^2 y}{d x^2} = M_x \cdot f(x)$$

unter Berücksichtigung der Bedingungen, dafs für $x = 0$, $y = 0$; ferner für

$$x = 0;\ \frac{d y}{d x} = \varphi_a \text{ und } M_0 = 0$$

wird, die Grundgleichung:



$$E y = E \varphi_a x - x \int_0^x M_x \cdot f(x)\,dx + \int_0^x M_x \cdot f(x) \cdot x \cdot dx \quad \ldots \quad 58.$$

Bezeichnet man die Trägerstrecke von A bis P mit I, von P bis C mit II und von C bis B mit III, so kann man die Gleichung 58, da für den in Fig. 104 dargestellten Belastungsfall ganz allgemein:

$$M_x = A \underset{\text{I}}{x,} - P \underset{\text{II}}{(x - \beta l),} + C \underset{\text{III}}{(x - l),}$$

zu setzen ist, wenn die Giltigkeitsgrenzen dieser Gleichung mit I, II und III (vergl. auch S. 111, Fig. 76ª) gekennzeichnet werden, schliefslich auf die Form bringen:

$$\left.\begin{aligned} E y = E \varphi_a \cdot x - A \Big\{ & x \left[x F(x) - F'(x)\right]_{x=0}^{x=x} - \left[x^2 F(x) - 2 x F'(x) + 2 F''(x)\right]_{x=0}^{x=x} \Big\}_{\text{I}}, \\ + P \Big\{ & x \left[(x - \beta l) F(x) - F'(x)\right]_{x=\beta l}^{x=x} - \left[x (x - \beta l) F(x) - (2 x - \beta l) F'(x) + 2 F''(x)\right]_{x=\beta l}^{x=x} \Big\}_{\text{II}}, \\ - C \Big\{ & x \left[(x - l) F(x) - F'(x)\right]_{x=l}^{x=x} - \left[(x - l) x F(x) - (2 x - l) F'(x) + 2 F''(x)\right]_{x=l}^{x=x} \Big\}_{\text{III}}, \end{aligned}\right\} \ldots 59.$$

hieraus findet sich die weitere Gleichungsfolge:

$$\left.\begin{aligned} \frac{d y}{d x} = \varphi_a - \frac{A}{E} \left[x F(x) - F'(x)\right]_{x=0}^{x=x}{}_{\text{I}}, + \frac{P}{E} \left[(x - \beta l)(F(x) - F'(x)\right]_{x=\beta l}^{x=x}{}_{\text{II}}, \\ - \frac{C}{E} \left[(x - l) F(x) - F'(x)\right]_{x=l}^{x=x}{}_{\text{III}}, = \varphi_x , \end{aligned}\right\} \ldots 60.$$

$$\frac{E}{f(x)} \cdot \frac{d^2 y}{d x^2} = -A \underset{\text{I}}{x,} + P \underset{\text{II}}{(\xi - \beta) l,} - C \underset{\text{III}}{(x - l),} = -M_x \quad \ldots \quad 61.$$

$$\frac{E}{f(x)} \cdot \frac{d^3 y}{d x^3} = -\underset{\text{I}}{A,} + \underset{\text{II}}{P,} - \underset{\text{III}}{C,} = +Q_x \quad \ldots \quad 62.$$

Diese Gleichungsfolge gestattet in Verbindung mit den Bedingungsgleichungen:

$$[y]_{x=l} = [y]_{x=l(n+1)} = 0 \quad \text{und} \quad \left[\frac{E}{f(x)} \cdot \frac{d^2 y}{d x^2}\right]_{x=l(n+1)} = 0$$

die statischen und elastischen Gröſsen bei jeder Laststellung für jeden Querschnitt zu berechnen.

Bei Anwendung der Gleichung 59 möge beachtet werden, daſs die Grenzen $x=0$ und $x=x$; $x=\beta l$ und $x=x$ u. s. w. sich nur auf die Klammerausdrücke [.....], nicht aber auf den Faktor x beziehen; es folgt dies unmittelbar aus der Ableitung der letztgenannten Gleichung aus der Gleichung 58.

Eine wesentliche Kürzung der Rechnung kann mit Beiziehung des Maxwell'schen Satzes in folgender Weise erzielt werden:

Obenstehende Gleichungsfolge liefert unmittelbar jede gesuchte Gröſse, sobald die Auflagerkräfte A und C gefunden sind; um letztere zu ermitteln, denke man sich vorerst die Mittelstütze C entfernt, an deren Stelle die Krafteinheit lotrecht nach abwärts wirkend angebracht und für diesen Belastungsfall die Biegungslinie $A\,C'\,B$ (Fig. 104 b) berechnet, so ist, da in obenstehenden Gleichungen: $C = 1$ t und $A = 1\,\frac{n}{n+1}$, $P=0$ zu setzen und bei den mit C behafteten Gliedern das Vorzeichen umzukehren.

Bezeichnet man für diesen Belastungsfall (Fig. 104 b) die Einsenkungstiefe unter Laststelle C mit c, die Einsenkungstiefe an der Trägerstelle x mit y, so ergeben sich die Werte für die Einfluſslinien der Mittelstützendrücke, hervorgerufen durch die wandernde Einzellast P, aus den Gleichungen:

$$C = P\,\frac{y}{c} \qquad \text{. 64}^{a}.$$

für alle Querschnitte von $\beta l = 0$ bis l, und:

$$C = P\,\frac{y'}{c} \qquad \text{. 64}^{b}.$$

für alle Querschnitte von $l\beta' = l$ bis $l\,(n+1)$.

Der Endauflager-Stützendruck A findet sich hierauf aus Gleichung 61, da für $x = l\,(n+1)$ dieselbe Null werden muſs. Die Ordinaten der Biegungslinie für den frei aufliegenden Träger $A\,B$ ergeben sich mithin aus Gleichung 59, wenn man in derselben $P=0$ setzt und C mit entgegengesetzten Vorzeichen einführt.

Schreibt man zur Abkürzung: $l\,(n+1) = L$, so giebt die letztgenannte Gleichung in Verbindung mit der Bedingung $[y]_{x=L} = 0$ nach einiger Umformung schlieſslich:

$$\varphi_a = \frac{1}{E\,L}\left\{\frac{4}{3}\,F''(L) - \frac{1}{2}\,l\,F'(l) - 2\,F''(l)\right\} \qquad \text{. . . . . 65.}$$

und die gesuchte Einsenkung an der Laststelle C findet sich nun aus der Gleichung:

$$c = \varphi_a \,.\, l - \frac{1}{E}\cdot\frac{n}{n+1}\,[l\,F'(l) - 2\,F''(l)] \qquad \text{. . . . . 66.}$$

Den weiteren Verlauf der Biegungslinie erhält man nun aus folgenden beiden Gleichungen:

Für alle Querschnitte zwischen $x=0$ bis l aus:

$$y = \varphi_a\,x - \frac{1}{E}\cdot\frac{n}{n+1}\,[x\,F'(x) - 2\,F''(x)] \qquad \text{. . . . . 67}^{a}.$$

und zwischen $x = l$ bis $L = l\,(n+1)$:

$$y' = \varphi_a\,x - \frac{1}{E}\left\{\frac{n}{n+1}\,.\,[x\,F'(x) - 2\,F''(x)] - [(x-l)\,\{F'(x) - F'(l)\} - 2\,\{F''(x) - F''(l)\}]\right\} \text{. . 67}^{b}.$$

Sind nun aus den Gleichungen 64^a und 64^b die Stützendrücke für alle Laststellungen berechnet, so kann mittels der Gleichungsfolge 59 bis 62 jede beliebige statische oder elastische Gröſse gefunden werden.

Formgleichung der Trägheitsmomente der Trägerquerschnitte: Werden die als gegeben vorausgesetzten Trägheitsmomente in den Abständen $x = 0, 1, 2, \ldots$ von der linken Endstütze mit $J_0, J_1, J_2, \ldots$ bezeichnet und hieraus die Werte $y_0 = \frac{1}{J_0}$, $y_1 = \frac{1}{J_1}$, $y_2 = \frac{1}{J_2}$ . . . berechnet, so lassen sich die Beiwerte: $a, b, c, d, \ldots$ der Formgleichung:

$$f(x) = \frac{1}{J_x} = a + b\,x + c\,x^2 + d\,x^3 + \ldots$$

aus folgendem System linearer Gleichungen bestimmen:

$$\begin{aligned} y_0 &= a \\ y_1 &= a + b + c + d + \ldots \\ y_2 &= a + 2\,b + 4\,c + 8\,d + \ldots \\ y_3 &= a + 3\,b + 9\,c + 27\,d + \ldots \\ &\ldots\ldots\ldots\ldots \end{aligned}$$

Überhöhung der Mittelstütze um einen gegebenen Betrag c: Handelt es sich um die Ermittelung der statischen Gröfsen allein, so genügt die Kenntnis der Stützendrücke, zu deren Berechnung man zweckmäfsig von der Arbeitsgleichung ausgeht, die mit Beziehung auf Fig. 104 lautet:

$$c = \frac{1}{E}\int_A^C \frac{M_x}{J_x} \cdot \frac{d\,M_x}{d\,C}\,d\,x + \frac{1}{E}\int_B^C \frac{M_x'}{J_x'} \cdot \frac{d\,M_x'}{d\,C}\,d\,x'.$$

Ist die Formgleichung für die Trägheitsmomente des linken Öffnungsfeldes $A\,C$ in Bezug auf die Endstütze A als Ausgangspunkt des Koordinatensystemes gegeben durch die Gleichung:

$$\frac{1}{J_x} = f(x) = a + b\,x + c\,x^2 + d\,x^3 + \ldots$$

und in gleicher Weise für das rechte Öffnungsfeld $C\,B$ in Bezug auf die rechte Endstütze B durch die Gleichung:

$$\frac{1}{J_x'} = f'(x) = a' + b'x' + c'x'^2 + d'x'^3 + \ldots,$$

so erhält man durch Einführung der Werte für:

$$M_x \frac{d\,M_x}{d\,C} = \left(\frac{n}{n+1}\right)^2 x^2 \quad \text{und} \quad M_x' \cdot \frac{d\,M_x'}{d\,C} = \left(\frac{1}{n+1}\right)^2 x'^2$$

in die Arbeitsgleichung:

$$c = \frac{1}{E} \cdot \frac{1}{(n+1)^2}\left\{n^2\int_A^C f(x)\,x^2\,d\,x + \int_B^C f'(x)\,x'^2\,d\,x'\right\},$$

und hieraus nach Ausführung der Integrationen und einiger Umformung schliefslich:

$$c = \frac{C}{E} \cdot \frac{n^2\,l^3}{(n+1)^2}\left[\frac{1}{3}(a + a'n) + \frac{1}{4}(b + b'n^2)\,l + \frac{1}{5}(c + c'n^3)\,l^2 + \frac{1}{6}(d + d'n^4)\,l^3 + \ldots\right] \ldots 66^a.$$

Diese Gleichung geht, wenn $f(x) = f'(x) = a = a' = \frac{1}{J}$, d. h. das Trägheitsmoment unveränderlich gewählt wird, über in die früher gefundene Gleichung 20.

Die Gleichung 66ª kann zweckmäfsig zur Prüfung des aus der Gleichung 66 (die auf ganz anderem Wege gefunden wurde) berechneten Wertes c benutzt werden.

Beispiel. In der Mitte des grofsen Öffnungsfeldes einer 60 m langen ungleicharmigen, auf gleich hohen Stützen aufgelagerten Drehbrücke ($40 + 20 = 60$ m) steht die Einzellast P; es sollen die Auflagerdrücke, die Tangente an die elastische Linie an der linken Endstütze A und die Einsenkung des Trägers an der Laststelle berechnet werden. Die Trägheitsmomente an den beiden Endstützen betragen: 0,05 m⁴, in der Mitte des langen Armes 0,40 m⁴ und über der Mittelstütze 0,50 m⁴.

Im vorliegenden Fall ergiebt sich, da für $x_0 = 0$, $y_0 = 20$; für $x_1 = 20$, $y_1 = 2{,}50$; für $x_2 = 40$, $y_2 = 2$ und für $x_3 = 60$ m, $y_3 = 20$ wird, folgende Formgleichung der Trägheitsmomente:

$$f(x) = 20 - 1{,}275\,x + 0{,}019\,375\,x^2 + 0{,}000\,031\,25\,x^3,$$

mithin:

$$F(x) = (20 - 0{,}637\,5\,x + 0{,}006\,458\,33\,x^2 + 0{,}000\,007\,812\,5\,x^3)\,x,$$

$$F'(x) = (20 - 0{,}425\,0\,x + 0{,}003\,229\,166\,x^2 + 0{,}000\,003\,125\,x^3)\,\frac{x^2}{2},$$

$$F''(x) = (20 - 0{,}318\,750\,x + 0{,}001\,937\,5\,x^2 + 0{,}000\,001\,562\,5\,x^3)\,\frac{x^3}{6}.$$

Die zur weiteren Berechnung erforderlichen Funktionswerte ergeben sich nach diesen Gleichungen wie folgt:

Für $x = 20$ m wird:

$F(20) = 197{,}9$; $F'(20) = 2563{,}3$; $F''(20) = 19217$; für $x = 40$ m: $F(40) = 213{,}33$; $F'(40) = 6693$; $F''(40) = 111467$; für $x = 60$ m: $F(60) = 341{,}25$; $F'(60) = 12240$; und $F''(60) = 294750$.

Man findet nun aus Gleichung 65:

$$\varphi_a = \frac{1}{60\,E}\left\{\frac{4}{3}\,294750 - \frac{1}{2}\,40 \,.\, 6693 - 2 \,.\, 111467\right\} = \frac{1}{E}\,603{,}33$$

und hieraus mittels der Gleichung 66:

$$c = \frac{1}{E}\left\{603{,}33 \,.\, 40 - \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{3}\,[40 \,.\, 6693 - 2 \,.\, 111467]\right\} = \frac{1}{E}\,9204.$$

Zur **Prüfung** möge dieser zuletzt gefundene Wert noch mittels der Gleichung 66ª berechnet werden:

Die Formgleichungen für das Bildungsgesetz der Trägheitsmomente lauten für das linke, bezw. rechte Öffnungsfeld, jeweilig auf die Endstütze A, bezw. B bezogen,

$$f(x) = 20 - 1{,}275\,x + 0{,}019\ 375\,x^2 + 0{,}000\ 031\ 25\,x^3;$$

$$\text{bezw. } f'(x) = 20 - 1{,}3875\,x' + 0{,}025\ 000\,x'^2 - 0{,}000\ 031\ 25\,x'^3;$$

mithin wird nach Gleichung 66ᵃ für $C = 1$ t:

$$c = \frac{1}{E} \cdot \frac{1}{4} \cdot \left(\frac{2}{3}\right)^3 40^3 \left[\frac{1}{3}\left(20 + \frac{1}{2}\,20\right) + \frac{1}{4}\left(-1{,}275 - \frac{1}{4}\,.\,1{,}3875\right) 40 \right.$$

$$\left. + \frac{1}{5}\left(+0{,}019\ 375 + \frac{1}{8}\,0{,}025\ 000\right) 40^2 + \frac{1}{6}\left(0{,}000\ 031\ 25 - \frac{1}{16}\,0{,}000\ 031\ 25\right) 40^3\right]$$

$$= \frac{1}{E}\,7111{,}1\,.\,1{,}294 = \frac{1}{E}\,9202$$

(daher bis auf 0,02% Übereinstimmung mit dem oben gefundenen Wert).

Die Einbiegung wird um 29,4% gröfser, als sie sich ergeben hätte, wenn der Querschnitt über der Zwischenstütze C unveränderlich bis an die beiden Endstützen durchlaufen würde.

Für $x = 20$ m wird nach Gleichung 67ᵃ:

$$y_{20} = \frac{1}{E}\left\{603{,}33\,.\,20 - \frac{1}{3}\,[20\,.\,2563{,}3 - 2\,.\,19\ 217]\right\} = \frac{1}{E}\,7789{,}3,$$

mithin nach Gleichung 64ᵃ der gesuchte Mittelstützendruck:

$$C = P\,\frac{7789}{9204} = 0{,}846\,P,$$

und hieraus, da nach Gleichung 61: $A\,60 - P\,(60 - 20) + (60 - 40)\,0{,}846\,P = 0$ sein mufs:

$$A = 0{,}385\,P.$$

Die Tangente an die elastische Linie über der linken Endstütze A findet sich aus der Gleichung 59, die sich, weil sie für $x = L = l\,(n + 1)$ Null werden mufs, auf die Form bringen läfst:

$$0 = E\,\varphi_a\,L - A\,\{L\,F'(L) - 2\,F''(L)\} + P\,\{(L - \beta l)\,[F'(L) + F'(\beta l)] - 2\,[F''(L) - F''(l)]\}$$

$$- C\,\{(L - l)\,[F'(L) + F'(l)] - 2\,[F''(L) - F''(l)]\}.$$

Führt man in diese Gleichung die betreffenden Einzelwerte ein und beachtet, dafs $x = \beta l = \frac{1}{3}\,L$ wird, so erhält man:

$$\varphi_a = \frac{P}{60\,E}\,\{0{,}385\,[60\,.\,12240 - 2\,.\,294750] - (60 - 20)\,[(12240 + 2563{,}3) - 2\,(294750 - 19217)]$$

$$+ 0{,}875\,[20\,(12240 + 6693) - 2\,(294750 - 111467)]\} = \frac{P}{E}\,416{,}1$$

und hieraus schliefslich die gesuchte Einsenkung an der Laststelle aus Gleichung 59, wenn in dieselbe $x = 20$ m eingesetzt wird,

$$y_{20} = \frac{P}{E}\,\{416{,}1\,.\,20 - 0{,}385\,[20\,.\,2563{,}3 - 2\,.\,19\ 217]\} = \frac{P}{E}\,3382.$$

Für ein unveränderliches Trägheitsmoment $J_c = 0{,}50$ m⁴ (Mittelstütze) finden sich die Werte: $A = 0{,}375\,P$; $C = 0{,}875\,P$; $\varphi_a = 133{,}3\,\frac{P}{E}$ und $y_{20} = 1666\,\frac{P}{E}$; mithin betragen die Abweichungen hiervon mit Berücksichtigung der stetigen Veränderlichkeit der Trägheitsmomente $\Delta A = 2{,}7\%$; $\Delta C = 3{,}4\%$; $\Delta \varphi_a = 212\%$ und $\Delta y_{20} = 103\%$.

Ein Vergleich dieser Werte zeigt, dafs zwar die Voraussetzung eines durchaus unveränderlichen Trägheitsmomentes bei der Untersuchung des elastischen Verhaltens eines über 3 Stützen durchlaufenden Trägern mit veränderlichen Trägheitsmomenten zu vollständig unbrauchbaren Ergebnissen führt, jedoch bei der Berechnung der statischen Gröfsen in den meisten Fällen brauchbare Näherungswerte giebt.

3. Das Trägheitsmoment ist sprungweise veränderlich.

a) Der durchlaufende Träger über 3 Stützen, die in einer Geraden liegen.

Ändert sich das Trägheitsmoment an der Trägerstelle ρ, sprungweise von J_ρ auf $J_{\rho+1}$ übergehend, so ist die Änderung, die die Gleichung der elastischen Linie an der betrachteten Trägerstelle ρ durch diese Querschnittsänderung erfährt, gegeben durch:

$$\Delta y = -\frac{J_{\rho+1} - J_\rho}{E\,J_\rho\,J_{\rho+1}}\left[-M_\rho\,(\xi - \vartheta_\rho)^2\,l^2 + \frac{1}{6}\,Q_\rho\,(\xi - \vartheta_\rho)^3\,l^3\right],$$

wobei mit M_ρ das Biegungsmoment, mit Q_ρ die innere Querkraft an der Trägerstelle ρ bezeichnet wird, und die Bedeutung von ξ und ϑ_ρ aus der Fig. 105 zu entnehmen ist.

Fig. 105.

Trägheitsmoment sprungweise veränderlich.

Bezeichnet man die Ordinaten der elastischen Linien innerhalb der Trägerstrecken I, II, III, ... mit:

$$y_{I},\ y_{II},\ y_{III}\ \dots,$$

so lassen sich für den in Fig. 105 dargestellten Belastungsfall unmittelbar folgende Gleichungen anschreiben:

$$y_{I} = \varphi_a \xi l - \frac{A}{6EJ_1}\xi^3 l^3$$

$$y_{II} = y_{I} - \frac{J_2 - J_1}{EJ_1J_2}\left[-\frac{1}{2}M_1(\xi-\vartheta_1)^2l^2 + \frac{1}{6}Q_1(\xi-\vartheta_1)^3l^3\right]$$

$$y_{III} = y_{II} - \frac{J_3 - J_2}{EJ_2J_3}\left[-\frac{1}{2}M_2(\xi-\vartheta_2)^2l^2 + \frac{1}{6}Q_2(\xi-\vartheta_2)^3l^3\right]$$

$$y_{IV} = y_{III} - \frac{J_4 - J_3}{EJ_3J_4}\left[-\frac{1}{2}M_3(\xi-\vartheta_3)^2l^2 + \frac{1}{6}Q_3(\xi-\vartheta_3)^3l^3\right] + P\frac{1}{6EJ_4}(\xi-\beta)^3l^3$$

$$y_{V} = y_{IV} - \frac{J_5 - J_4}{EJ_4J_5}\left[-\frac{1}{2}M_4(\xi-\vartheta_4)^2l^2 + \frac{1}{6}Q_4(\xi-\vartheta_4)^3l^3\right]$$

$$y_{VI} = y_{V} - \frac{J_6 - J_5}{EJ_5J_6}\left[-\frac{1}{2}M_5(\xi-\vartheta_5)^2l^2 + \frac{1}{6}Q_5(\xi-\vartheta_5)^3l^3\right]$$

$$y_{VII} = y_{VI} - \frac{J_7 - J_6}{EJ_6J_7}\left[-\frac{1}{2}M_6(\xi-1)^2l^2 + \frac{1}{6}Q_6(\xi-1)^3l^3\right] - C\frac{1}{6EJ_7}(\xi-1)^3l^3$$

$$y_{VIII} = y_{VII} - \frac{J_8 - J_7}{EJ_7J_8}\left[-\frac{1}{2}M_7(\xi-\vartheta_7)^2l^2 + \frac{1}{6}Q_7(\xi-\vartheta_7)^3l^3\right]$$

$$y_{IX} = y_{VIII} - \frac{J_9 - J_8}{EJ_8J_9}\left[-\frac{1}{2}M_8(\xi-\vartheta_8)^2l^2 + \frac{1}{6}Q_8(\xi-\vartheta_8)^3l^3\right].$$

Setzt man zur Abkürzung:

$$\frac{J_{\rho+1} - J_\rho}{EJ_\rho J_{\rho+1}} = \alpha_\rho;\quad \left[-\frac{1}{2}M_\rho(\xi-\vartheta_\rho)^2l^2 + \frac{1}{6}Q_\rho(\xi-\vartheta)^3l^3\right] = \Delta(\rho);$$

$$\frac{1}{6EJ_1} = k_1;\quad \frac{1}{6EJ_4} = k_p \quad \text{und} \quad \frac{1}{6EJ_6} = k_c$$

und führt diese Werte in obiges Gleichungssystem ein, so erhält man folgende allgemein giltige Grundgleichungen:

$$\left.\begin{aligned} y_\rho = \varphi_a\xi l - k_1 A\xi^3l^3_{,\,I} - \sum_{\rho=1}^{\rho=2}\alpha_\rho\,\Delta(\rho)_{,\,III} + k_p P(\xi-\beta)^3l^3 - \sum_{\rho=3}^{\rho=5}\alpha_\rho\,\Delta(\rho)_{,\,VI} \\ - k_c C(\xi-1)^3l^3 - \sum_{\rho=6}^{\rho=8}\alpha_\rho\,\Delta(\rho)_{,\,IX} \end{aligned}\right\} \quad \dots\dots 68.$$

$$\left.\begin{aligned} \varphi_x = \frac{dy_\rho}{dx} = \varphi_a - 3k_1A\xi^2l^2_{,\,I} - \sum_{\rho=1}^{\rho=2}\alpha_\rho\frac{d\Delta(\rho)}{dx}_{,\,III} + 3k_pP(\xi-\beta)^2l^2 - \sum_{\rho=3}^{\rho=5}\alpha_\rho\frac{d\Delta(\rho)}{dx}_{,\,VI} \\ - 3k_cC(\xi-1)^2l^2 - \sum_{\rho=6}^{\rho=8}\alpha_\rho\frac{d\Delta(\rho)}{dx}_{,\,IX} \end{aligned}\right\} \dots 69.$$

$$\left.\begin{aligned} EJ_\rho\cdot\frac{d^2y}{dx^2} = EJ_\rho\Bigg\{-6k_1A\xi l_{,\,I} - \sum_{\rho=1}^{\rho=2}\alpha_\rho\frac{d^2\Delta(\rho)}{dx^2}_{,\,III} + 6k_pP(\xi-\beta) - l\sum_{\rho=3}^{\rho=5}\alpha_\rho\frac{d^2\Delta(\rho)}{dx^2}_{,\,VI} \\ - 6k_cC(\xi-1)l - \sum_{\rho=6}^{\rho=8}\alpha_\rho\frac{d^2\Delta(\rho)}{dx^2}_{,\,IX}\Bigg\} = -M_x \end{aligned}\right\} \dots 70.$$

$$\left.\begin{aligned} EJ_\rho\cdot\frac{d^3y}{dx^3} = EJ_\rho\Bigg\{-6k_1A_{,\,I} - \sum_{\rho=1}^{\rho=2}\alpha_\rho\frac{d^3\Delta(\rho)}{dx^3}_{,\,III} + 6k_pJ_\rho P - \sum_{\rho=3}^{\rho=5}\alpha_\rho\frac{d^3\Delta(\rho)}{dx^3}_{,\,VI} \\ - 6k_cC - \sum_{\rho=6}^{\rho=8}\alpha_\rho\frac{d^3\Delta(\rho)}{dx^3}\Bigg\} = +Q_x \end{aligned}\right\} \quad \dots 71.$$

Diese Gleichungsfolge in Verbindung mit den Bedingungsgleichungen: $[y]_{x=l} = [y]_{x=l(n+1)}$ und $\left[E J_\rho \cdot \frac{d^2 y}{d x^2}\right]_{x=l(n+1)} = 0$ gestattet wieder, die statischen und elastischen Gröfsen bei beliebiger Laststellung für jeden Trägerquerschnitt zu berechnen.

Die Bestimmungen der Stützenwiderstände A und C erfolgt jedoch rascher in nachstehender Weise:

Denkt man die Mittelstütze C beseitigt und an deren Stelle die Lasteinheit lotrecht abwärts wirkend angebracht, und ermittelt für diesen Belastungsfall den Verlauf der elastischen Linie, so findet sich mittels der Gleichungen 64ª und 64ᵇ der Stützenwiderstand C und hierauf aus Gleichung 70 der Stützenwiderstand A, wobei zu beachten ist, dafs $P = 0$ und die Lasteinheit bei C als äufsere Kraft mit entgegengesetztem Vorzeichen einzuführen ist, sowie dafs $\left[E J_\rho \cdot \frac{d^2 y}{d x^2}\right]_{x=l(n+1)} = 0$ werden mufs für $x = l(n+1)$.

Führt man die Werte für k_1, k_ρ und k_c in Gleichung 70 ein, so erhält man für den zuletzt vorausgesetzten Belastungsfall:

$$E J_\rho \cdot \frac{d^2 y}{d x^2} = J_\rho \left\{-\frac{A}{J_1} \xi l - \sum_{\rho=1}^{\rho=5} \alpha_\rho \frac{d^2 \Delta(\rho)}{d x^2} + \frac{C}{J_6} C(\xi - 1) - \sum_{\rho=6}^{\rho=8} \alpha_\rho \frac{d^2 \Delta(\rho)}{d x^2}\right\} = -M_x$$

oder, wenn man zur Abkürzung: $\frac{J_{\rho+1} - J_\rho}{J_\rho J_{\rho+1}} = \gamma_\rho$; $\frac{1}{J_1} = \gamma_a$ und $\frac{1}{J_6} = \gamma_c$ einführt, die letzte Gleichung mit $\frac{1}{J_\rho}$ multipliziert und berücksichtigt, dafs für $x = l(n+1)$, $-M_x = 0$ werden mufs:

$$A \gamma_a (n+1) l + \sum_{\rho=1}^{\rho=5} \gamma_\rho \frac{d^2 \Delta(\rho)}{d x^2} - C \gamma_c n l + \sum_{\rho=6}^{\rho=8} \gamma_\rho \frac{d^2 \Delta(\rho)}{d x^2} = 0.$$

Da aber $\frac{d^2 \Delta(\rho)}{d x^2} = -M_\rho + Q_\rho (\xi - \vartheta_\rho)$ wird, wobei für alle Trägerquerschnitte von $x = 0$ bis $x = l$ an jenen Stellen, da wo der Sprung des Trägheitsmomentes stattfindet: $M_\rho = A \vartheta_\rho l$ und $Q_\rho = -A$ und an allen Trägerquerschnitten von $x = l$ bis $x = l(n+1)$: $M_\rho = [A \vartheta_\rho - C(\vartheta_\rho - 1)] l$ und $Q_\rho = -A + C$ einzuführen ist, so erhält man durch Einsetzen dieser Werte in die letzte Gleichung schliefslich die Beziehung:

$$A = C \frac{n}{n+1} \cdot \frac{\gamma_c - \sum_{\rho=6}^{\rho=8} \gamma_\rho}{\gamma_a - \left(\sum_{\rho=1}^{\rho=5} \gamma_\rho + \sum_{\rho=6}^{\rho=8} \gamma_\rho\right)} = C \frac{n}{n+1} \cdot 1, \quad \ldots \quad 72.$$

die auch unmittelbar aus der Bedingung, dafs das Trägersystem in Bezug auf die rechte Endstütze gegen Drehung im Gleichgewicht sein mufs, hätte angeschrieben werden können. Die Gleichung 72 dient im vorliegenden Fall nur zur grundsätzlichen Prüfung der Ausgangsgleichung 68.

Der Verlauf der elastischen Linie für den zuletzt betrachteten Belastungsfall (der an den Enden frei aufgelagerte Träger AB) bestimmt sich nun, da φ_a aus der Gleichung:

$$\varphi_a = \left\{k_1 n(n+1) - k_c \frac{n^2}{n+1} - \frac{1}{6(n+1)^2}\left[n \sum_{\rho=1}^{\rho=5} \alpha_\rho (n+1-\vartheta_\rho)^2 (n+1+2\vartheta_\rho) + 2 \sum_{\rho=6}^{\rho=8} \alpha_\rho (n+1-\vartheta_\rho)^2\right]\right\} l^2 \quad . \; 73.$$

die aus der Bedingungsgleichung: $[y]_{x=l(n+1)} = 0$ abgeleitet wurde, berechnet werden kann, aus:

$$\left.\begin{aligned} y_\rho = \varphi_a \xi l + \Bigg\{ & -\frac{n}{n+1} k_1 \xi^3 + \frac{n}{6(n+1)} \sum_{\rho=1}^{\rho=5} \alpha_\rho (\xi - \vartheta_\rho)^2 (\xi + 2\vartheta_\rho)_C + k_6 \cdot 1 \cdot (\xi - 1)^3 \\ & + \frac{1}{6(n+1)} \sum_{\rho=6}^{\rho=8} \alpha_\rho (\xi - \vartheta_\rho)^2 [n(\xi + 2\vartheta_\rho) - (n+1)(\xi - 1)]_B \Bigg\} l^3 \end{aligned}\right\} \; . \; . \; 74.$$

Setzt man in letztere Gleichung: $\xi = 1$, so wird $y_\rho = c$ und man erhält die Einbiegung unter der Lasteinheit C aus:

$$c = \varphi_a l - \left[k_1 - \frac{1}{6} \sum_{\rho=1}^{\rho=8} \alpha_\rho (1 - \vartheta_\rho)^2 (1 + 2\vartheta_\rho)\right] \frac{n}{n+1} l^3 \quad \ldots \quad 75.$$

Da nun mittels der Gleichungen 64[a], bezw. 64[b], der Mittelstützendruck C und hierauf aus der Gleichung 70, welch letztere für $x = l(n+1)$ den Wert Null liefern mufs, die Endstützendrücke A für alle Laststellungen der wandernden Einzellast P berechnet werden können, gestattet die Gleichungsfolge 68 bis 71, alle statischen und elastischen Gröfsen für jeden beliebigen Trägerquerschnitt und jede Laststellung zu ermitteln. Für die weitere Berechnung läfst sich diese Gleichungsfolge jedoch auf folgende einfachere Form bringen.

Beachtet man dafs:

$$\Delta(\rho) = -\frac{1}{2} M_\rho (\xi - \vartheta_\rho)^2 l^2 + \frac{1}{6} Q_\rho (\xi - \vartheta_\rho)^3 l^3,$$

mithin:

$$\frac{d\,\Delta(\rho)}{d x^3} = -M_\rho (\xi - \vartheta_\rho) l + \frac{1}{2} Q_\rho (\xi - \vartheta_\rho)^2;$$

$$\frac{d^2\,\Delta(\rho)}{d x^2} = -M_\rho + Q_\rho (\xi - \vartheta_\rho) l \quad \text{und} \quad \frac{d^3\,\Delta(\rho)}{d x^3} = +Q_\rho$$

wird, wobei

für die Querschnitte von $\xi = 0$ bis β:

$$M_\rho = A\,\vartheta_\rho\, l; \; Q_\rho = -A,$$

mithin:

$$\Delta(\rho) = -\frac{1}{6} A l^3 (\xi - \vartheta_\rho)^2 (\xi + 2\vartheta_\rho); \; \frac{d\,\Delta(\rho)}{d x} = -\frac{1}{2} A l^2 (\xi^2 - \vartheta_\rho^2);$$

$$\frac{d^2\,\Delta(\rho)}{d x^2} = -A\,\xi\, l \quad \text{und} \quad \frac{d^3\,\Delta(\rho)}{d x^3} = -A$$

für die Querschnitte $\xi = \beta$ bis $x = 1$:

$$M_\rho = [A\,\vartheta_\rho - P(\vartheta_\rho - \beta)]\, l; \quad Q_\rho = -A + P,$$

mithin:

$$\Delta(\rho) = -\frac{1}{6} l^3 (\xi - \vartheta_\rho)^2 [A(\xi + 2\vartheta_\rho) - P(\xi - 3\beta + 2\vartheta_\rho)];$$

$$\frac{d\,\Delta(\rho)}{d x} = -\frac{1}{2} l^2 (\xi - \vartheta_\rho) [A(\xi + \vartheta_\rho) - P(\xi + \vartheta_\rho - 2\beta)];$$

$$\frac{d^2\,\Delta(\rho)}{d x^2} = [-A\,\xi + P(\xi - \beta)]\, l \quad \text{und} \quad \frac{d^3\,\Delta(\rho)}{d x^3} = -A + P,$$

und für die Querschnitte $\xi = 1$ bis $(n+1)$:

$$M_\rho = [A\,\vartheta_\rho - P(\vartheta_\rho - \beta) + C(\vartheta_\rho - 1)]\, l; \quad Q_\rho = -A + P - C,$$

mithin:

$$\Delta(\rho) = -\frac{1}{6} l^3 (\xi - \vartheta_\rho)^2 [A(\xi + 2\vartheta_\rho) - P(\xi - 3\beta + 2\vartheta_\rho) + C(\xi + 2\vartheta_\rho - 3)];$$

$$\frac{d\,\Delta(\rho)}{d x} = -\frac{1}{2} l^2 (\xi - \vartheta_\rho) [A(\xi + \vartheta_\rho) - P(\xi + \vartheta_\rho - 2\beta) + C(\xi + \vartheta_\rho - 2)];$$

$$\frac{d^2\,\Delta(\rho)}{d x^2} = [-A\,\xi + P(\xi - \beta) - C(\xi - 1)]\, l \quad \text{und} \quad \frac{d^3\,\Delta(\rho)}{d x^3} = -A + P - C,$$

so erhält man schliefslich die Gleichungsfolge (vergl. Fig. 105):

$$\left.\begin{aligned} y_\rho = \varphi_a \xi l + \frac{l^3}{6E} \Bigg\{ & -\frac{1}{J_1} A \xi^3_{,\,\mathrm{I}} + \sum_{\rho=1}^{\rho=2} \frac{J_{\rho+1} - J_\rho}{J_\rho J_{\rho+1}} A (\xi - \vartheta_\rho)^2 (\xi + 2\vartheta_\rho)_{,\,\mathrm{III}} \\ & + \frac{1}{J_3} P (\xi - \beta)^3 + \sum_{\rho=3}^{\rho=5} \frac{J_{\rho+1} - J_\rho}{J_\rho J_{\rho+1}} (\xi - \vartheta_\rho)^2 [A(\xi + 2\vartheta_\rho) - P(\xi - 3\beta + 2\vartheta_\rho)]_{,\,\mathrm{VI}} \\ & - \frac{1}{J_6} C (\xi - 1^3) + \sum_{\rho=6}^{\rho=8} \frac{J_{\rho+1} - J_\rho}{J_\rho J_{\rho+1}} (\xi - \vartheta_\rho)^2 [A(\xi + 2\vartheta_\rho) - P(\xi - 3\beta + 2\vartheta_\rho) + C(\xi + 2\vartheta_\rho - 3)] \Bigg\}_{,\,\mathrm{IX}} \end{aligned}\right\} \ldots 76.$$

$$\left.\begin{aligned} \frac{d y_\rho}{d x} = \varphi_a + \frac{l^2}{2E} \Bigg\{ & + \frac{A}{J_1} \xi^2_{,\,\mathrm{I}} - \sum_{\rho=1}^{\rho=2} \frac{J_{\rho+1} - J_\rho}{J_\rho J_{\rho+1}} A (\xi^2 - \vartheta_\rho^2)_{,\,\mathrm{III}} \\ & - \frac{P}{J_3} (\xi - \beta)^2 - \sum_{\rho=3}^{\rho=5} \frac{J_{\rho+1} - J_\rho}{J_\rho J_{\rho+1}} (\xi - \vartheta_\rho) [A(\xi + \vartheta_\rho) - P(\xi + \vartheta_\rho - 2\beta)]_{,\,\mathrm{VI}} \\ & + \frac{C}{J_6} (\xi - 1)^2 - \sum_{\rho=6}^{\rho=8} \frac{J_{\rho+1} - J_\rho}{J_\rho J_{\rho+1}} (\xi - \vartheta_\rho) [-A(\xi + \vartheta_\rho) + P(\xi + \vartheta_\rho - 2\beta) - C(\xi + \vartheta_\rho - 2)] \Bigg\}_{,\,\mathrm{IX}} = \varphi_x \ldots \end{aligned}\right\} \ldots 77.$$

$$E\frac{d^2 y_\rho}{d x^2} = l\left\{-\frac{A}{J_1}\xi_{\mathrm{I}} + \sum_{\rho=1}^{\rho=2}\frac{J_{\rho+1}-J_\rho}{J_\rho J_{\rho+1}} A\xi_{\mathrm{III}} + \frac{P}{J_3}(\xi-\beta) + \sum_{\rho=3}^{\rho=5}\frac{J_{\rho+1}-J_\rho}{J_\rho J_{\rho+1}}[A\xi - P(\xi-\beta)]_{\mathrm{VI}} \right.$$
$$\left. -\frac{C}{J_6}(\xi-1) + \sum_{\rho=6}^{\rho=8}\frac{J_{\rho+1}-J_\rho}{J_\rho J_{\rho+1}}[A\xi - P(\xi-\beta) + C(\xi-1)]\right\}_{\mathrm{IX}} = -\frac{M_x}{J_\rho} \quad \ldots 78.$$

$$E\frac{d^3 y_\rho}{d x^3} = -\frac{A}{J_1}{}_{\mathrm{I}} + \sum_{\rho=1}^{\rho=2}\frac{J_{\rho+1}-J_\rho}{J_\rho J_{\rho+1}} A_{\mathrm{III}} + \frac{1}{J_3}P + \sum_{\rho=3}^{\rho=5}\frac{J_{\rho+1}-J_\rho}{J_\rho J_{\rho+1}}(A-P)_{\mathrm{VI}}$$
$$-\frac{C}{J_6} + \sum_{\rho=6}^{\rho=8}\frac{J_{\rho+1}-J_\rho}{J_\rho J_{\rho+1}}(A-P+C)_{\mathrm{IX}} = \frac{Q_x}{J_\rho} \quad \ldots 79.$$

Die Gleichung 78 mufs für $\xi = (n+1)$ Null werden und giebt, nach entsprechender Umformung, die für das vorliegende Trägersystem erforderliche Beziehung:

$$E J_9 \frac{d^2 y}{d x^2} = -A(n+1) + P(n+1-\beta) - Cn = -M_B = 0 \quad \ldots\ldots 78^a.$$

während die Gleichung 79 übergeht in:

$$E J_9 \frac{d^3 y}{d x^3} = -A + P - C = +B, \quad \ldots\ldots 79^a.$$

wobei mit B der Stützenwiderstand am rechten Trägerende bezeichnet wird.

Bei der zahlenmäfsigen Berechnung eines derartigen durchlaufenden Trägers gestaltet sich die letztere besonders einfach, wenn, wie es bei Drehbrücken gröfstenteils ausführbar ist, die gesamte Trägerlänge einem Vielfachen der Fachlänge gleich gewählt werden kann, weil sich dann für die Verhältniszahlen ξ, β und ϑ_ρ sehr einfache Zahlenwerte ergeben und die thatsächlichen Trägerlängen erst am Schlusse der Berechnung in dieselbe einzuführen sind.

b) Überhöhung der Mittelstütze um einen gegebenen Betrag c.

Wird die ursprünglich mit den beiden Endstützen A und B in einer Geraden gelegenen Mittelstütze C um den gegebenen Betrag c überhöht, so findet man die hierdurch hervorgerufenen Stützenwiderstände am raschesten aus der Arbeitsgleichung (siehe Fig. 105):

$$c = \frac{1}{E}\int_A^C \frac{M_x}{J_x}\cdot\frac{d M_x}{d C}\,dx + \frac{1}{E}\int_B^C \frac{M_x''}{J_x''}\cdot\frac{d M_x''}{d C}\,dx'';$$

hierbei sind die Querschnittsabstände x von der linken Endstütze A und die Querschnittsabstände x'' von der rechten Endstütze aus gerechnet, in die Formel einzuführen. Ferner sind in dieser Gleichung nach Fig. 105: $M_x = C\frac{n}{n+1}\vartheta_\rho l$, $M_x'' = C\frac{1}{n+1}\cdot n\vartheta'' l$ und $A = C\frac{n}{n+1}$, sodafs sich schliefslich zwischen C und c die Beziehung findet:

$$c = C\frac{n^2 l^3}{3(n+1)^2 E}\left[\sum_{\rho=1}^{\rho=6}\frac{\vartheta_\rho^{\,3} - \vartheta_{\rho-1}^{\,3}}{J_\rho} + n\sum_{\rho''=8}^{\rho''=6}\frac{\vartheta_\rho''^{\,3} - \vartheta_{\rho+1}''^{\,3}}{J_\rho''}\right] \quad \ldots\ldots 80.$$

Diese Gleichung gestattet eine Prüfung des mittels der Gleichung 75 gefundenen Rechnungsergebnisses. Wird in ihr $J_\rho = \ldots = J_\rho'' = J_c$ gesetzt, d. h. das Trägheitsmoment unveränderlich angenommen, so erhält man wieder die in der Gleichung 20 gefundene Beziehung:

$$C = \frac{3 E J_c}{n^2 l^3}(n+1)\,c.$$

Beispiel. Es sollen für den auf S. 123 untersuchten ungleicharmigen, über 3 Stützen durchlaufenden Drehbrückenträger ebenfalls die Stützendrücke, die Einsenkung an der Laststelle und die Tangente an die elastische Linie an der linken Endstütze berechnet werden; die Querschnittsänderung des Trägers erfolge jedoch sprungweise und zwar sind die Trägheitsmomente bestimmt durch folgende Angaben: Von $x = 0$ bis 8 m sei $J_1 = 0{,}25$ m^4; von $x = 8$ bis 20 m: $J_2 = 0{,}40$ m^4; von $x = 20$ bis 52 m: $J_3 = J_4 = 0{,}50$ m^4 und von $x = 52$ bis 60 m: $J_5 = 0{,}40$ m^4.

Unter diesen Annahmen wird:

$$n = 0{,}5;\ \beta = 0{,}5;\ \xi = 0{,}5;\ \vartheta_1 = 0{,}2;\ \vartheta_2 = 0{,}5 \text{ und } \vartheta_4 = 1{,}3;$$

ferner:

$$\alpha_1 = \frac{0{,}80 - 0{,}50}{0{,}40 \,.\, E\,J_4} = \frac{3}{2\,E}\,;\ \alpha_2 = \frac{1}{2\,E}\,;\ \alpha_3 = 0;\ \alpha_4 = -\frac{1}{2\,E}\,;$$

$$k_1 = \frac{1}{6\,E\,J_1} = \frac{2}{3\,E}\,;\ \text{und}\ k_c = \frac{1}{6\,E\,J_3} = \frac{1}{3\,E}$$

Da nach Gleichung 72: $A = \frac{1}{3}\,C$ wird, findet sich aus der Gleichung 75:

$$\varphi_a = \frac{1}{E}\left\{\frac{2}{3}\,.\,\frac{1}{2}\,.\,\frac{3}{2} - \frac{1}{3}\,.\,\frac{1}{8}\,.\,\frac{2}{3} - \frac{1}{6}\left(\frac{2}{3}\right)^2\left[\frac{1}{2}\left\{\frac{3}{2}\,(1{,}5-0{,}2)^2(1{,}5+0{,}4) + \frac{1}{2}\,(1{,}5-0{,}5)^2(1{,}5+1{,}0)\right\}\right.\right.$$
$$\left.\left. + 2\,.-\frac{1}{2}\,(1{,}5-1{,}3)^3\right]\right\} = \frac{1}{E}\,397{,}02.$$

Dieser Wert in die Gleichung 74 eingeführt giebt:

$$c = \frac{1}{E}\left\{397{,}02\,.\,40 - \frac{2}{3}\,.\,\frac{1}{2}\,.\,\frac{2}{3}\,.\,40^3 + \frac{1}{6}\,.\,\frac{1}{2}\,.\,\frac{2}{3}\left[\frac{3}{2}\,(1-0{,}2)^2(1+0{,}4) + \frac{1}{2}\,(1-0{,}5)^2(1+1)\right]\right\}$$
$$= \frac{1}{E}\,7326.$$

(Zur Prüfung soll letzterer Wert noch mittels der Arbeitsgleichung 80 berechnet werden; man erhält:

$$c = \frac{1}{4}\,.\,\frac{40^3}{3}\,.\left(\frac{2}{3}\right)^2.\,\frac{2}{E}\left\{\frac{0{,}2^3}{0{,}5} + \frac{0{,}5^3-0{,}2^3}{0{,}8} + \frac{1{,}0^3-0{,}5^3}{1} + \frac{1}{2}\left(\frac{0{,}4^3}{0{,}8} + \frac{1{,}0^3-0{,}4^3}{1}\right)\right\}$$
$$= \frac{1}{E}\,7325.)$$

Da nach Gleichung 74 für $\xi = 0{,}5$:

$$y_{20} = \frac{1}{E}\left\{397{,}02\,.\,\frac{1}{2}\,.\,40 + \left[-\frac{1}{2}\,.\,\frac{2}{3}\,.\,\frac{2}{3}\,.\left(\frac{1}{2}\right)^3 + \frac{1}{2}\,.\,\frac{1}{6}\,.\,\frac{2}{3}\,.\,\frac{3}{2}\,(0{,}5-0{,}2)^2(0{,}5+0{,}4)\right]40^3\right\}.$$
$$= \frac{1}{E}\,6594{,}7$$

giebt Gleichung 64ᵃ den gesuchten Mittelstützenwiderstand:

$$C = \frac{6595}{7326}\,P = 0{,}900\,P;$$

nach Gleichung 78ᵃ wird der linke Endstützendruck, da $\beta = 0{,}5$ ist,

$$A = (P - 0{,}5\,C)\,\frac{2}{3} = 0{,}367\,P.$$

Führt man nun die Werte von A und C in die Gleichungen 76, bezw. 77 ein, so erhält man die gesuchte Tangente an die elastische Linie an der linken Endstütze aus Gleichung 76, da für $\xi = 1$, $[y] = 0$ wird und $\beta = 0{,}5$ ist:

$$0 = \varphi_a\,.\,1\,.\,40 + \frac{40^3}{6\,E}\left\{0{,}367\,P\left[-\frac{1}{0{,}25}\,.\,1^3 + \frac{0{,}4-0{,}25}{0{,}1}\,(1{,}0-0{,}2)^2(1+0{,}4)\right] + \frac{1}{0{,}5}\,P\,(1-0{,}5)^3\right.$$
$$\left. + \frac{0{,}5-0{,}4}{0{,}20}\,(1{,}0-0{,}5)^2\,[P\,0{,}367\,(1+2\,.\,0{,}5) - P\,(1{,}0-3\,.\,0{,}5+2\,.\,0{,}5)]\right\}$$

zu: $\varphi_a = 211{,}8\,\frac{P}{E}$;

und schliefslich diesen Wert in die Gleichung 76 eingesetzt, für $\xi = 0{,}5$ die gesuchte Einsenkung unter der Last P:

$$y_{20} = \frac{P}{E}\,.\,211{,}8\,.\,\frac{1}{2}\,.\,40 + \frac{40^3}{6\,E}\,P\left\{-\frac{1}{0{,}25}\,.\,0{,}367\,.\left(\frac{1}{2}\right)^3 + \frac{0{,}40-0{,}25}{0{,}10}\,.\,0{,}367\,(0{,}5-0{,}2)^2(0{,}5+0{,}4)\right\}$$
$$= 2714\,\frac{P}{E}$$

Vergleich mit einem Träger unveränderlichen Querschnittes, dessen Trägheitsmoment $J = 0{,}50\ \mathrm{m}^4$ (Pfeilerquerschnitt). Berechnet man unter dieser Annahme für den zuletzt betrachteten Belastungsfall ($\beta = 0{,}5$) aus den Gleichungen 5, 6, 8 und 1ᵃ die Werte von A, C, φ_a und y für $\xi = 0{,}5$, so erhält man:

$$A = 0{,}375\,P;\ C = 0{,}875\,P;\ \varphi_a = 133{,}3\,\frac{P}{E}\ \text{und}\ y_{20} = 1666\,\frac{P}{E};$$

vergleicht man dieselben mit den für den Träger mit sprungweise veränderlichen Trägheitsmomenten gefundenen Werten, so ersieht man, dafs die Abweichung der statischen Gröfsen nur sehr gering ist und dieselbe bei A: 2,2%, bei C: 2,9% beträgt, während für die elastischen Gröfsen die Ergebnisse stark abweichen und zwar bei φ_a um 58,9% und bei y_{20} um 62,8%.

4. Beliebige Änderungen in der Höhenlage der ursprünglich in einer Geraden gelegenen Stützpunkte: beim durchlaufenden Träger über mehr als 2 Stützpunkte.

Alle hierdurch hervorgerufenen statischen und elastischen Gröfsen lassen sich aus den bisher aufgestellten Gleichungen für die über mehr als 2 Stützpunkte durchlaufenden Träger mit unveränderlichem, stetig und sprungweise veränderlichem Trägheitsmoment unmittelbar berechnen, wenn man statt der bisher giltigen Bedingungsgleichungen $[y]_{\xi=1} = 0$, $[y]_{\xi=(n+1)} = 0$, u. s. w. nun die neuen Bedingungsgleichungen: $[y]_{\xi=1} = \pm c$; $[y]_{\xi=n+1} = \pm b$ einführt, wobei mit c und b die Änderung in der Höhenlage über den Stützpunkten C und B bezeichnet wird (vergl. S. 111, Fig. 76 a).

Die Berücksichtigung von Änderungen in den Höhenlagen der einzelnen Stützen der durchlaufenden Träger ist daher bei Anwendung der vorliegenden Berechnungsweise weder mit einer Erschwerung, noch mit irgend erheblicher Vergröfserung des erforderlichen Arbeitsaufwandes verbunden.

5. Berechnung der inneren Kräfte in dem über 2 Öffnungsfelder durchlaufenden Fachwerksträger (Drehbrücken).

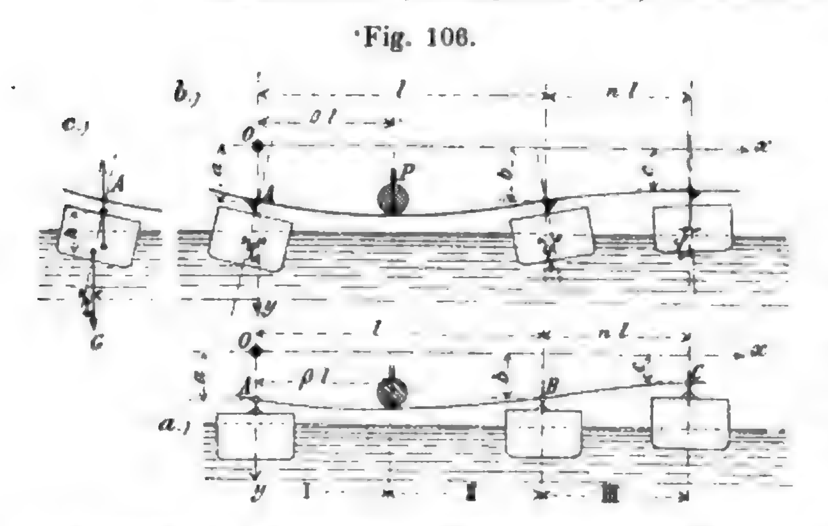
Besitzt der Fachwerksträger, wie es bei Drehbrücken gröfstenteils der Fall ist, wechselnde Trägerhöhe, so empfiehlt es sich, zur Bestimmung der Stabspannungskräfte in den Gurtungsstäben die Einflufswerte für die wagrechten Knotenpunktskräfte: $H_x = \frac{M_x}{h_x}$ (Fig. 76 e) aufzutragen, wenn hierbei mit M_x das Moment an dem betrachteten Knotenpunkt und mit h_x die zugehörige Fachhöhe (lotrecht gemessen) bezeichnet wird; die gesuchten Stabspannungskräfte in den Gurtungen sind dann bei wagrechten Gurtungsstäben durch H_x selbst gegeben; bei geneigten Gurtungsstäben werden sie durch Multiplikation des letzteren Wertes mit der Gröfse: $\left(\frac{1}{\cos\tau_x}\right)$ erhalten, wobei τ_x den Neigungswinkel des betrachteten Stabes in Bezug auf die Wagrechte bezeichnet.

Die Einflufswerte für die Stabspannungskräfte der Ausfüllungsschrägen erhält man bei nicht wagrechten Gurtungsstäben am raschesten durch Ableitung der Differenzen: $\Delta H_x = H_{x+1} - H_x$ aus den soeben gefundenen Werten: $H_x = \frac{M_x}{h_x}$ und $H_{x+1} = \frac{M_{x+1}}{h_{x+1}}$ und Auftragen dieser Gröfsen als Einflufswerte (Fig. 76 f); die gesuchte Kraft selbst ergiebt sich dann jeweilig durch Multiplikation mit der Gröfse: $\left(\frac{1}{\cos\beta_x}\right)$, wobei β_x den Neigungswinkel des betrachteten Stabes mit der Wagrechten bedeutet.

Bei parallelen Gurtungen werden die Stabspannungskräfte in den Schrägstäben selbstverständlich am raschesten bestimmt, wenn man von den Querkräften ausgeht.

C. Der durchlaufende Träger mit unveränderlichem Trägheitsmoment auf elastischen (nachgebbaren) Stützpunkten (Pontonbrücken).

Fig. 106.



1. Anordnung. Ist der durchlaufende Träger AC (Fig. 106 a) auf den Pontons frei drehbar aufgelagert, so werden die letzteren mit zu- oder abnehmender Belastung sich heben oder senken, ohne dabei eine Drehung auszuführen.

Die Pontons werden sämtlich gleich grofs vorausgesetzt und die wagrechte Schnittfläche eines solchen Pontons sei durch F in qm gegeben; das Gewicht G (in Tonnen) des durch einen Ponton verdrängten Wasserinhaltes beträgt, weil das cbm Wasser 1 t wiegt, bei y Meter Tauchtiefe $G = F \cdot y\, 1$. Da der Auftrieb in unmittelbarem Verhältnis zur verdrängten Wassermenge steht, so können unter den gemachten Voraussetzungen statt der unbekannten Stützenwiderstände A, B, C die infolge einer aufgebrachten Last P verdrängten Wassermengen Fa, Fb und Fc in die allgemeinen Grundgleichungen eingeführt werden, welche mit Rücksicht auf die aus Fig. 106 a ersichtliche Bezeichnungsweise in Bezug auf das durch den Punkt O gelegte rechtwinkelige Koordinatensystem lauten:

$$EJy = EJa + EJ\varphi_a \xi l + l^3\left[-\frac{1}{6}Fa\xi^3_{I} + \frac{1}{6}P(\xi-\beta)^3_{II} - \frac{1}{6}Fb(\xi-1)^3_{III}\right] \quad . \; . \; 81.$$

$$EJ.\frac{dy}{dx} = EJ\varphi_a + l^2\left[-\frac{1}{2}Fa\xi^2_{I} + \frac{1}{2}P(\xi-\beta)^2_{II} - \frac{1}{2}Fb(\xi-1)^2_{III}\right] = \varphi_x \quad . \; . \; . \; 82.$$

$$EJ.\frac{d^2y}{dx^2} = l\,[-Fa\xi_{I} + P(\xi-\beta)_{II} - Fb(\xi-1)_{III}] = -M_x \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; 83.$$

$$EJ.\frac{d^3y}{dx^3} = -Fa_{I} + P_{II} - Fb_{III} = +Q_x \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; 84.$$

Die 3 Unbekannten φ_a, a und b bestimmen sich aus den Bedingungen, dafs für $\xi = 1$, $y = b$; für $\xi = (n+1)$, $y = c$ und für $\xi = (n+1)$, $EJ.\frac{d^2y}{dx^2} = 0$ wird. Die weitere Unbekannte c findet sich schliefslich aus Gleichung 84, welche für $\xi = (n+1)$ selbstverständlich: $-Fa + P - Fb = Fc$ geben mufs.

Beispiel. Es sollen für den in Fig. 106 *a* dargestellten Belastungsfall die Höhenlagen a, b und c der einzelnen Pontons bestimmt werden, wobei $F = 6$ qm und das Trägheitsmoment des durchlaufenden Balkens $J = 0{,}00045$ m^4 betrage. Die Lastentfernung von der linken Pontonstütze sei 5 m, $AB = 10$ m und $BC = 5$ m, demnach $n = 0{,}5$ und $\beta = 0{,}5$.

Setzt man zur Abkürzung: $6\,EJ = k = 6\,.\,0{,}00045\,.\,20\,000\,000 = 54\,000$, so geht die Gleichung 81 über in:

$$ky = ka + k\varphi_a \xi l + l^3[-Fa\xi^3 + P(\xi-\beta)^3 - Fb(\xi-1)^3] \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; 81^a.$$

Aus Gleichung 83 erhält man, da dieselbe für $\xi = (n+1)$ Null werden mufs:

$$b = \frac{P}{F}(n+1-\beta)\frac{1}{n} - a\frac{n+1}{n} = \frac{P}{6}(1{,}5-0{,}5)\,2 - a\,.\,2\,.\frac{3}{2} = \frac{P}{3} - 3a.$$

Aus Gleichung 84 findet man:

$$-a + \frac{P}{6} - \left(\frac{P}{3} - 3a\right) = c = 2a - \frac{P}{6}.$$

Die Gleichung 81^a geht für $\xi = 1$ über in:

$$kb = ka + k\varphi_a\,.\,10 + 1000\,[-6\,.\,a\,.\,1^3 + P(1-0{,}5)^3] = ka - 6000a + 125P + k\varphi_a\,.\,10,$$

und für $\xi = (n+1)$ in:

$$kc = ka + k\varphi_a\,.\,\frac{3}{2}\,.\,10 + 1000\left[-6\,.\,a\left(\frac{3}{2}\right)^3 + P(1{,}5-0{,}5)^3 - 6\,.\,b\left(\frac{1}{2}\right)^3\right]$$
$$= ka + k\varphi_a\,.\,15 + 250\,(-72a + 3P).$$

Bestimmt man aus der ersten der beiden letzten Gleichungen den Wert von $\varphi_a\,.\,k$ und setzt ihn, sowie die früher gefundenen Werte für b und c in die letzte Gleichung ein, so erhält man:

$$54000\left[2a - \frac{P}{6}\right] = 54000a + 26813P - 315000a + 22500a + 750P,$$

hieraus:

$$a = \frac{36563}{487000}P = P\,.\,0{,}0944 \text{ m}$$

und nun:

$$b = P\left[\frac{1}{3} - 3\,.\,0{,}0944\right] = P\,0{,}0501 \text{ m und } c = P[2\,.\,0{,}0944 - 0{,}1667] = P\,.\,0{,}0221 \text{ m}.$$

Sind diese Werte gefunden, so können alle übrigen statischen und elastischen Gröfsen aus den obigen Gleichungen unmittelbar berechnet werden.

2. **Anordnung.** Der durchlaufende Träger AC (Fig. 106 *b* u. *c*) sei mit den Pontons derart starr verbunden, dafs letztere bei wechselnder Laststellung aufser der lotrechten Bewegung auch die in Fig. 106 *c* gekennzeichnete elastische Drehung ausführen müssen.

Bezeichnet man den Abstand des Gesamtschwerpunktes des Eigengewichtes eines Pontons einschliefslich Belastung vom Metacentrum mit h (Fig. 106 *c*), so entsteht aufser dem Auftrieb $G_a = Fa\,1$ (bezw. $Fb\,1$ und $Fc\,1$) in Tonnen ausgedrückt, durch die Biegung des durchlaufenden Trägers, hervorgerufen durch die Belastung P, auch noch das Drehmoment $M_a = G_a\,.\,h\varphi_a = Fa\,.\,h\varphi_a$; wird für h ein Mittelwert eingeführt und zur Abkürzung $M_a = f(a, \varphi_a)$ gesetzt, wobei die Bedeutung von a und φ_a aus der Fig. 106 *b* u. *c* ersichtlich, so können für den gezeichneten Belastungsfall die allgemein giltigen Ausgangsgleichungen wie folgt unmittelbar niedergeschrieben werden:

$$y = a + \varphi_a . \xi l + \left[\frac{1}{2} f(a, \varphi_a) \xi^2 l^2_{\text{I}} - \frac{1}{6} F a . \xi^3 l^3 + \frac{1}{6} P (\xi - \beta)^3 l^3_{\text{II}} + \frac{1}{2} f(b, \varphi_b) (\xi - 1)^2 l^2 - \frac{1}{6} F b . (\xi - 1)^3 l^3_{\text{III}} \right] . \frac{1}{EJ} \quad \ldots \quad 85.$$

$$\frac{dy}{dx} = \varphi_a + \left\{ f(a, \varphi_a) \xi l - \frac{1}{2} F a \xi^2 l^2_{\text{I}} + \frac{1}{2} P (\xi - \beta)^2 l^2_{\text{II}} + f(b, \varphi_b)(\xi - 1) l - \frac{1}{2} F b (\xi - 1)^2 l^2_{\text{III}} \right\} . \frac{1}{EJ} = \varphi_x \quad \ldots \quad 86.$$

$$EJ . \frac{d^2 y}{dx^2} = f(a, \varphi_a) - F a \xi l_{\text{I}} + P (\xi - \beta) l_{\text{II}} + f(b, \varphi_b) - F b (\xi - 1) l_{\text{III}} = - M_x \quad \ldots \quad 87.$$

$$EJ . \frac{d^3 y}{dx^3} = - F a_{\text{I}} + P_{\text{II}} - F b_{\text{III}} = + Q_x \quad \ldots \quad 88.$$

Die 4 unbekannten Gröfsen a, φ_a, b und φ_b dieser Gleichungen können aus den Bedingungen bestimmt werden, dafs: $[y]_{\xi = 1} = b$, $\left[\frac{dy}{dx}\right]_{\xi = 1} = \varphi_b$; $\left[EJ . \frac{d^3 y}{dx^3}\right]_{\xi = (n+1)} = + F c =$ dem Auftrieb der rechten Endstütze und $\left[EJ . \frac{d^2 y}{dx^2}\right]_{\xi = (n+1)} = - f(c, \varphi_c) =$ dem elastischen Momentenwiderstand des rechten Pontons sein mufs.

Die Durchführung der Rechnung wird wesentlich vereinfacht, wenn man, was für praktische Fälle zulässig erscheint, die Auftriebskräfte G_a, G_b und G_c nach der vorher behandelten Anordnung 1 berechnet und deren Werte als bekannte unveränderliche Gröfsen in die obige Gleichungsfolge einführt, die dann übergeht in:

$$y = a + \varphi_a \xi l + \frac{1}{EJ} \left[\frac{1}{2} G_a \varphi_a h \xi^2 l^2_{\text{I}} - \frac{1}{6} F . a \xi^3 l^3 + \frac{1}{6} P (\xi - \beta)^3 l^3_{\text{II}} + \frac{1}{2} G_b \varphi_b h (\xi - 1)^2 l^2 - \frac{1}{6} F . b (\xi - 1)^3 l^3_{\text{III}} \right] \quad \ldots \quad 85^a.$$

$$\frac{dy}{dx} = \varphi_a + \frac{1}{EJ} \left[G_a \varphi_a h \xi l - \frac{1}{2} F . a \xi^2 l^2_{\text{I}} + \frac{1}{2} P (\xi - \beta)^2 l^2_{\text{II}} + G_b \varphi_b h (\xi - 1) l - \frac{1}{2} F . b (\xi - 1)^2 l^2_{\text{III}} \right] = \varphi_x \quad \ldots \quad 86^a.$$

$$EJ . \frac{d^2 y}{dx^2} = G_a \varphi_a h - F . a . \xi l_{\text{I}} + P (\xi - \beta) l_{\text{II}} + G_b \varphi_b h - F . b (\xi - 1) l_{\text{III}} = - M_x \quad \ldots \quad 87^a.$$

$$EJ . \frac{d^3 y}{dx^3} = - F . a_{\text{I}} + P_{\text{II}} - F . b_{\text{III}} = + Q_x \quad \ldots \quad 88^a.$$

Berichtigungen.

S. 22, Z. 11 v. oben lies Litt. 15 statt Litt. 31.
S. 38, Z. 3 v. unten „ „ 58 „ „ 59.
S. 72, Z. 7 v. oben fehlt nach: a) Hubbrücke in Hamburg: [Litt. 2].
S. 95, Z. 22 v. „ lies Litt. 6 statt Litt. 6 und 8.
S. 117, in Gleich. 42 lies $E(\xi - 2n - 3)^3]$ statt $E(\xi - m - 3)^3]$.
S. 126, „ „ 75 „ $\sum_{\rho=1}^{\rho=5}$ statt $\sum_{\rho=1}^{\rho=8}$.

Druck von Rud. Bechtold & Comp., Wiesbaden.

Die
Regulierung geschiebeführender Wasserläufe

besonders

des Oberrheines

durch eiserne Leitwerke, Grundschwellen und Buhnen,

bearbeitet von

Albert Doell,
Kaiserl. Baurat,
Wasserbauinspektor in Metz.

Mit 33 Textfiguren.

Leipzig.
Verlag von Wilhelm Engelmann.
1896.

Vorwort.

Während der Hydrotekt durch den Bau von Kanälen und durch die Kanalisierung der Flüsse in hervorragendem Mafse an der Vermehrung und Verbesserung der Verkehrswege beteiligt ist, die der Stolz des 19. Jahrhunderts sind, waren seine Leistungen für die Regulierung der freifliefsenden Gewässer nicht immer erfolgreich. Es erklärt sich dies dadurch, dafs er beim Kanalbau auf streng wissenschaftlicher Grundlage mit erprobten Mitteln arbeitet, während den Ergebnissen der mathematischen Formeln der Hydraulik in der Praxis der Stromregulierung zwei unsichere Gröfsen gegenüberstehen. Es sind dies: die Unbeständigkeit der Stromsohle und die mangelhafte Beherrschung der Ausführung der unter Wasser herzustellenden Arbeiten.

Zu einer besonderen Neigung für seinen Beruf bedarf der Hydrotekt Beobachtungsgabe, ein gewisses fachliches Gefühl für die Wirkung und Behandlung fliefsenden Wassers; sein Wissen kann er sich nicht allein durch Studium bilden, er mufs es besonders durch Anschauung und Erfahrung erweitern. In Bezug auf die Sicherheit der Ausführung der unter Wasser gebauten Uferdeckungen, Buhnen, Leitwerke, Grundschwellen u. s. w. ist er von der Gewissenhaftigkeit des Aufsichtspersonals, von der Handfertigkeit der Arbeiter, vom Wasserstande und Wetter sehr abhängig. Die hohen Kosten der Regulierung geschiebeführender Flüsse mittels Steinbauten, die lange Dauer der Ausführung und der nicht stets sichere Erfolg waren die Ursache, dafs sich die Bauherrn, die Staaten, nur dem äufsersten Drucke der Verhältnisse folgend, zur Vornahme von Flufsregulierungen entschlossen. Sie bewilligten nicht immer die erforderlichen Mittel zu einem schnellen Fortschritt der Bauten und blieben diese — mitunter unbeendigt — dem Angriffe des Eises oder eintretender Hochwasser so lange ausgesetzt, dafs sie höhere und über die doppelten Kosten verursachten, als die Anschläge besagt hatten. Das wirkte auf den guten Ruf der Hydrotekten zurück.

Einig in der Meinung mit anderen Fachgenossen, dafs die Regulierung der Flüsse mittels Steinbauten nicht auf der Höhe der heutigen Technik stehe, zuviel Geld und Zeit erfordere, suchte der Verfasser vom Anbeginn seiner früheren Thätigkeit am Rheine im Wasserbaubezirk Strafsburg nach einer anderen vollkommeneren und billigeren Bauweise, die die Gewähr für sicheren und schnellen Erfolg verspricht.

In der Wahl dieser Bauweise mufste selbstverständlich von dem bisher Üblichen und Bekannten abgewichen werden. Es wurde für sie das Eisen gewählt, nicht weil dessen für andere Konstruktionen hochgeschätzte Festigkeit gegen Zug und Druck in erster Reihe erforderlich ist, sondern weil sein spezifisches Gewicht und seine Dehnbarkeit bis zu dünnen Fäden es zur Herstellung standfester, den Durchflufs des Wassers wenig hindernder, die Wanderung der Geschiebe verbietender, senkrechter oder schräger Wände am besten geeignet macht und der Preis solcher durchlässiger Eisenwände hinter dem Preise von Steinbuhnen zurückbleibt. Es wird dies ausführlicher in den Auseinandersetzungen S. 53—81 begründet. Hier möge noch um die gütige Beihilfe der Herren Fachgenossen zur weiteren Verbesserung der Vorschläge gebeten werden. Diese müssen in jedem Einzelfalle der Eigenart des zu regulierenden Baches, Flusses oder Stromes angepafst werden, die je nach dem Einzugsgebiete, nach dem Gefälle und der Beschaffenheit des Bettes wechselt.

Möge das Bestreben, zur Förderung eines wesentlichen Zweiges des Wasserbaues, dessen Entwickelung hinter den Fortschritten der Schwesterzweige zurückgeblieben ist, beizutragen, dem Fache sowie den Staaten zum Nutzen gereichen.

Metz und Darmstadt, im Juni 1896.

A. Doell, L. von Willmann.

Inhalt.

III. Der Bau eiserner Leitwerke, Grundschwellen und Buhnen.

Litteratur.

ANHANG.

A. Allgemeiner Entwurf zur Regulierung des Rheines aus dem Jahre 1840.

Bericht des Oberingenieurs Couturat.
(Hinterlegt im Bezirksarchiv des Unter-Elsafs in Strafsburg.)

B. Beilage zu dem vorstehenden Berichte.

Einleitung.

Da im Nachstehenden hauptsächlich auf die Stromverhältnisse des Rheines Rücksicht genommen wird und ein Verständnis des gegenwärtigen Zustandes, sowie die Auffindung der Mittel zur Verbesserung der bestehenden Mifsstände nur möglich ist, wenn auf die geschichtliche Entwickelung der Rheinkorrektion zurückgegangen wird, so soll hier, unter Hinweis auf den als Anhang vollständig abgedruckten, im Jahre 1840 im Auftrage der französischen Regierung vom Oberingenieur Conturat verfafsten „Entwurf zur Regulierung des Rheines im Elsafs“, sowie auf die „Beilage“ zu demselben, zunächst kurz auf diesen die Vorgeschichte der Rheinkorrektion auf dem linken Ufer enthaltenden Bericht eingegangen werden.

Einer Beurteilung desselben schicke ich das französische Sprichwort voraus: „*La critique est aisée, l'art est difficile*“, und weise deshalb zunächst auf die Schwierigkeiten hin, mit denen der Rheinbau vor 60 Jahren zu kämpfen hatte und welche durch die rastlose Arbeit der Ingenieure im Rheinbau-Dienste beseitigt, durch die Beihilfe anderer technischen Zweige mit der Zeit behoben worden sind. Dazu gehören: das damalige Fehlen von begehbaren festen Ufern oder Dämmen im Überschwemmungsgebiet für die Längen- und Höhenmessungen, der Mangel an Präzisionsinstrumenten für diese, sowie für die Ermittelung der Wassergeschwindigkeiten, das Fehlen von Längeneinteilungszeichen, Kilometer- und Hektometersteinen an den beiden Ufern, der Mangel an Pegelstationen und Pegelbeobachtungen, und nicht zum mindesten das Fehlen der Erfahrung über die Ergebnisse anderer Flufsregulierungen. Leichte und billige Reisegelegenheit, die die Anschauung erleichterte, war damals ebensowenig häufig, als die Mitteilungen über die Erfolge ausgeführter Regulierungsarbeiten an anderen Strömen in technischen Zeitschriften. Der Ingenieur arbeitet heute mit vollkommeneren Geräten und vielseitigeren Erfahrungen, er reist und sieht mehr, er wird sich deshalb aber nicht zum leichtfertigen Tadler seiner Vorgänger machen, weil ihm die Hilfswissenschaften bessere Apparate zu sichereren, tauglicheren Beobachtungen gegeben haben, als jenen zur Verfügung standen.

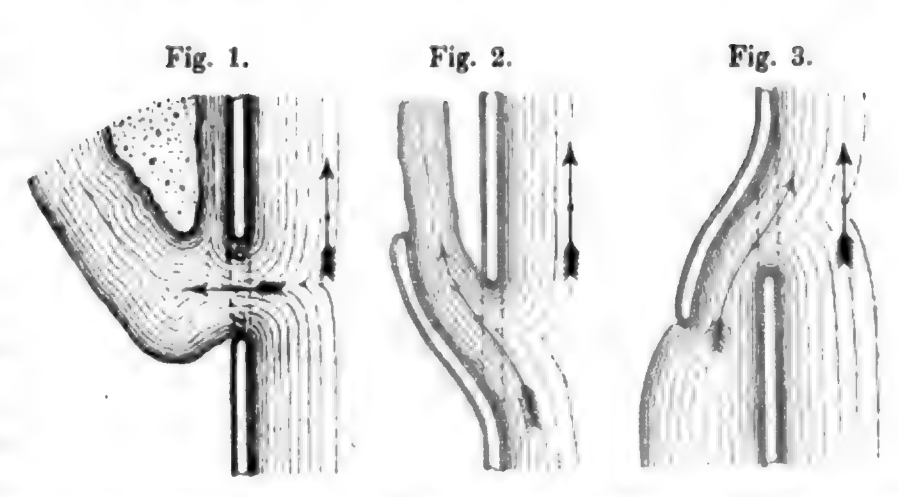
Die Ursache, dafs die Erwartungen des Herrn Conturat von dem Erfolge der Rheinregulierungsarbeiten nicht eintrafen, war im allgemeinen die, dafs er die Verhältnisse der Rheinstrecke Lauterburg-Mainz auch für die Strecke Basel-Lauterburg als zutreffend ansah. Die ihm nachzuweisenden Irrtümer bezw. Fehler sind im einzelnen die folgenden:

1. Die zu grofse Bemessung der Breite des Mittelwasserbettes des Oberrheines nach den zwischen Lauterburg und Mannheim damals wie noch heute vor-

handenen Mafsen desselben und die mangelnde Voraussicht, dafs das Niederwasser in einem zu breiten beweglichen Mittelwasserbett nicht der Axe desselben folgt, sondern sich in kleineren Radien, als diese Axe sie besitzt, in häufigem Wechsel der Richtung durch dasselbe hindurch schlängelt;

2. die Bestimmung nur eines Normalquerprofiles für jede der drei 200, 225 und 250 m breiten Strecken unter Zugrundelegung eines durchschnittlichen Gefälles von 0,00055, während das Gefälle natürlich gegeben ist und die Querprofilflächen danach verschiedene Gröfse erhalten mufsten;
3. die Bestimmung der Querprofile ohne Rücksicht auf die bestehenden Zuflüsse und Ableitungen durch die Altwasser, auf die dadurch bedingte Vermehrung oder Verminderung der Abflufsmenge und ihrer Geschwindigkeit im Hauptbette;
4. die Annahme, dafs der Strom sein Bett so ausbilden werde, wie er es in dem felsigen Untergrunde bei Basel und in seinem Unterlaufe zwischen Lauterburg und Mannheim gethan, zwischen welchen 2 Städten das mittlere Gefälle nur 0,000266 beträgt.

   Nur dadurch konnte Conturat zu dem für die damaligen technischen Anschauungen zeitgemäfsen, heute als irrig erkannten Vorschlage gelangen, die Hochwasserdämme in 4 m Abstand vom Rheine anzulegen. Derselbe würde durch die Einschnürung der Hochwasserflut die verderblichsten Folgen vermehrter Dammdurchbrüche und verstärkten Geschiebetransportes gehabt haben; es war ein Glück, dafs dieser Vorschlag nicht zur Ausführung gelangte.
5. die Behauptung (siehe unter § 7), dafs eine gleichmäfsige Geschwindigkeit eintreten werde, wenn die Breite des Flufsbettes durch unzerstörbare Dämme begrenzt sei;
6. die Verkennung der Ursachen der in der Höhe verschiedenen, aber gleichzeitigen Senkung des Hochwasserspiegels an verschiedenen Punkten des Rheines. Diese ist auf die Veränderung der Lage des Thalweges in einer Kurve von sehr grofsem oder sehr kleinem Halbmesser, oder den Einflufs der nächsten unterhalb der Pegelstelle gelegenen Kiesbank, also auf die Gröfse des benetzten Querprofiles, die mitunter bis zu 300 qm wechselt, eher zurückzuführen, als auf eine schon vor 1842 stattgefundene allgemeine Senkung der Sohle durch die Auswaschung bei der Wanderung der Geschiebe, wie Conturat annimmt;
7. die Voraussetzung, dafs das vom Strome bewegte Geschiebe einst ohne Ersatz bleiben würde, welche schon mit der in § 7 vorgesehenen Senkung des Wasserspiegels (also auch der Sohle) nicht in Einklang zu bringen ist und dem physikalischen Gesetze der Schwere wie ihrer Wirkungen widerspricht;
8. der Mangel jeglicher Rücksichtnahme auf die Veränderung der Breite der Querprofile in den Kurven, obwohl der Veränderung der Tiefen daselbst Erwähnung geschieht, und auch Defontaine schon auf die Notwendigkeit verwiesen hatte, die Hochwasserdämme dem Rheine in den Konkaven zu nähern, in den Konvexen sie weiter entfernt anzulegen;
9. die fehlerhafte Anlage der Öffnungen zur Ableitung und Wiedereinführung der Altwasser, die in den Korrektionswerken einfach ausgespart worden sind (siehe Fig. 1, *a—b*), anstatt sie nach Fig. 2 und Fig. 3 anzulegen. Es entstehen dadurch Querströmungen, die einer guten Ausbildung der Sohle sehr hinderlich sind.



Conturat hat von einer Befestigung der Sohle nirgends gesprochen. Es erklärt sich daraus, dafs eine solche zwischen Lauterburg und Mannheim in der Strecke des Rheines, die seinen Gedanken als Musterstrecke vorschwebte, nie angewandt und von niemand, wie es scheint, für notwendig oder möglich gehalten wurde.

Die Vermeidung der obenbezeichneten Mängel mufs die selbstverständliche Voraussetzung jeglichen Versuches zu der Verbesserung des Rheinbettes sein.

Es müssen für die Rheinregulierung aber auch alle Fortschritte der Technik benutzt werden, die seit 1840 gemacht worden sind, um in einem festen Nieder- und Mittelwasserbett die Trennung der Geschiebe vom Wasser durchzuführen und darin nur soviel Geschiebe laufen zu lassen, als der Strom bei jedem Wasserstande ununterbrochen fortbewegen kann.

Mit anderen Worten heifst das: Der Stein- und Kies-Senkfaschinenbau, der diesen Anspruch nicht erfüllt, mufs aufgegeben und durch ein anderes, die Sicherheit der Sohle und der Böschungen des Rheinbettes gewährleistendes Bausystem ersetzt werden.

I. Die Rheinkorrektion.

I. Die bauliche Entwickelung des Oberrheines.

Seit Jahrtausenden suchte sich der Rhein sein Bett in dem breiten Thale zwischen Schwarzwald und Vogesen; je nach der wechselnden Kraft seiner Strömung trieb er den Kies, aus dem der Boden besteht, mit sich fort und liefs ihn bei fallendem Wasser wieder liegen. Nichts widerstand seinen Wellen; wenn sie in der Tiefe den Grund unterspülten, verschwanden Höfe, Dörfer, feste Mauern und Dämme. Griffen die Fluten die Oberfläche der Rheinebene an, so hatte der Kies, der das weite Thal füllt, nur einen Schutz: den Pflanzenwuchs, das Gras, die Binsen, das Rohr, das Schilf, die Weiden *(salix)* und den Wald. Der letztere fiel der fortschreitenden Kultur des Pfluges mehr und mehr zum Opfer, aber die ersteren hielten in den feuchten Tiefen aus, welche dem Ackerbau wertlos waren. Alle Arten Weiden wuchern noch heute überall auf den Vorländern im Hochwassergebiet des Rheines und schirmen die Oberfläche der Kiesgründe teils durch das Netzwerk ihrer Wurzeln, teils durch die Biegsamkeit ihrer Zweige, die die härteste Strömung durch geduldigen Widerstand schliefslich einschläfern. Erliegen sie dem seitlichen Angriffe, der Unterspülung des Kieses, so trägt das Wasser noch ihren Samen weiter. Den Teil desselben, der bei fallendem Pegel trockenen Boden findet, bringen die ersten warmen Sonnenstrahlen des Frühjahrs schnell wieder zu üppigem Keimen und schaffen dem Vorlande so neuen Schutz vor den Wogen. So setzt die Natur ihren zerstörenden Kräften wieder erhaltende Elemente entgegen.

Vor dem Eingriffe der Menschenhand in den Lauf des Rheines bedeckten die Fluten kilometerbreite Flächen; in zahlreichen Verästelungen zog der Strom bald in breiten flachen, bald in tiefen schmalen Rinnen dahin, Einzelarbeiten hatten geringen Erfolg, bis Baden durch den Major Tulla eine planmäfsige Einschränkung des Rheinbettes begann, welcher die französische Regierung sich anschlofs.

Danach ist die bauliche Entwickelung des Oberrheines aus dem Urzustande der vollkommensten Freiheit des Stromes, in der er sich sein Bett nach Belieben wählte, in 3 Abschnitte zu zerlegen und zwar:

1. in die Zeit, in der Gemeinden oder einzelne Personen begannen, ihr Eigentum gegen die verheerenden Hochwasser durch Dämme zu schützen;
2. in die Zeit, in der durch staatliche Uferbefestigung und Abschlufs von Altwassern das Strombett verengt und der Schutz des einen Ufers ohne Rücksicht auf das andere Ufer geübt wurde;
3. in die Zeit, in welcher nach gegenseitiger Vereinbarung der Uferstaaten die Altwasser abgebaut, die Richtung des Stromes begradigt, das Bett desselben zwischen feste Ufer (Parallelwerke) gelegt, seine Regulierung angestrebt und durchgehends Hochwasserdämme hergestellt wurden (1840—1895).

Im vierten kommenden Zeitabschnitt müssen die Altwasser reguliert oder ganz verlandet, ein sicheres Niederwasserbett im Hauptstrom geschaffen, seine Sohle befestigt, zu grofse Gefälle beseitigt und die Wanderung der Geschiebe zur Ruhe gebracht werden.

2. Rheinkorrektion oder Rheinregulierung?

Was bedeuten diese Worte?

Sie hatten bis vor etwa 20 Jahren gleichen Sinn, „den Lauf des Rheines in Ordnung zu bringen.“ Wenden wir uns an die ältesten technischen Schriftsteller, die über die Rheinbauten geschrieben haben, so finden wir keine Unterscheidung und könnten den Zweifel nur durch den Hinweis auf den Vertrag zwischen Baden und Bayern vom 4. und 8. Juli 1818 vermehren, der sich auf die „Rektifikation“ des Rheines bezieht. Der französische Ingenieur Defontaine sagte unter No. 35[1]): „Die Arbeiten haben den ausschliefslichen Zweck des Uferschutzes“, und nennt unter No. 99 und 121 die Aufgabe, dem Rheine eine neue Richtung zu geben: „Regulierung“.

Die französischen Ingenieure sprachen von der „*regularisation du cours du Rhin*“, gelegentlich auch von seiner „*rectification*“.

Hagen[2]) spricht „von der Stromregulierung“ und von „Korrektionsmethode“. Der Generalrat des Unter-Elsafs nannte die Rheinregulierung sogar „*cette grande œuvre de canalisation*“. Bär[3]) nennt „die Regulierung des Rheines ein Korrektionsunternehmen“ und spricht von der „Rheinkorrektion“. Auch der Wasserbaudirektor Grebenau in Strafsburg wandte häufig die Bezeichnung „Rheinkorrektion“ an.

Die scharfe Unterscheidung zwischen Korrektion und Regulierung ist neueren Datums und durch die erhöhten Ansprüche der Schiffahrt an ein besseres, den gröfsten Teil des Jahres anhaltendes Fahrwasser im Rheine hervorgerufen worden.

Auch die mit der Zeit wachsende Einsicht der Wasserbautechniker, dafs die bisher angewandte Bauweise das Ziel der Rheinarbeiten, „nach und nach eine Regulierung seines Laufes zu stande zu bringen“, nicht erreichen wird, mag zu der scharfen Trennung der Begriffe „Korrektion“ und „Regulierung“ Anlafs gegeben haben.

Demnach bezeichnen wir also mit „Korrektion“ die Begradigung, d. h. die Durchstiche eines Wasserlaufes, die Befestigung seiner Ufer zum Schutze vor den Angriffen des Wassers, wie die Zusammenfassung desselben in ein einziges Bett und verstehen unter „Regulierung“ die dauernde Befestigung seiner Sohle und Ufer, die Herstellung eines unveränderlichen Nieder- und Mittelwasserbettes von überall und stets genügender Tiefe für Schiffahrtszwecke. Ich persönlich dehne den Begriff der Regulierung weiter aus und verstehe darunter noch: Die Trennung von Kies, Sand und Schlick vom Wasser und die Ablagerung der ersteren in der von der Regulierung angestrebten Weise im Strombette.

Ich gehe mit dieser Forderung den Mitteln der heutigen Technik entsprechend weiter wie die Vergangenheit.

Dem gegenwärtigen Bedürfnis der Schiffahrt genügt die Regulierung des Rheines bis Strafsburg; die notwendige Verminderung der Ausgaben für die bauliche Unterhaltung der Rheinufer und die Sicherung der sich fortgesetzt vertiefenden Sohle des Rheines machen aber die Ausdehnung der Regulierung bis Hüningen erforderlich.

---

[1]) Ann. des ponts et chaussées 1838, S. 5.

[2]) Hagen. Handbuch der Wasserbaukunst. Berlin 1853. Bd. II, S. 351.

[3]) Bär. Die Wasser- und Strafsenbauverwaltung im Grofsherzogtum Baden. Karlsruhe 1870. S. 537 u. 600.

3. Die veranschlagten Kosten der Rheinkorrektion (Linkes Ufer).

Die französischen Ingenieure hatten 1840 die Kosten für die Korrektion des linken Ufers des Rheines zwischen Hüningen und Lauterburg zu 55117442 Fcs., rund 44094000 M. veranschlagt; d. i. pro km 239641 M. Die zur Prüfung ihrer Anschläge niedergesetzte Kommission verlangte vom Staate

22387442 Fcs. für die Korrektion zwischen Strafsburg und Lauterburg,
2612558 „ für die Korrektion des Kleinen Rheines von seiner Abzweigung bis zu seiner Mündung,
9000000 „ für die Verbesserung der Schiffahrt und die Befestigung des linken Ufers auf der Rheinstrecke oberhalb Strafsburg bis Hüningen.

Sa. 34000000 Fcs., das ist pro km 184241 M.

Aus der Begründung der Kommission für die Kreditforderung geht hervor, dafs der gröfste Wert auf die Rheinkorrektion zwischen Strafsburg und Lauterburg gelegt wurde, um ersterer Stadt alle Vorteile der Rheinschiffahrt zuzuwenden, während die Arbeiten oberhalb Strafsburg infolge des Baues des Rhein-Rhône-Kanales, sowie der Eisenbahnlinie Strafsburg-Basel, als weniger dringlich betrachtet wurden.

Die jährlich zu gewährende Summe war auf 1700000 Frcs. festgesetzt, also eine Bauzeit von 20 Jahren angenommen worden. Davon sollten jährlich 1250000 Frcs. unterhalb, 450000 Frcs. oberhalb Strafsburg verwendet werden.

4. Die wirklichen Kosten der Rheinkorrektion.

Ein Nachweis der Kosten der Rheinkorrektion ist zum Vergleich der für die Regulierung erforderlichen Ausgaben zu erbringen.

Baden hat[4]) von 1838 bis 1869 etwa 24711670 M. für seine 260 km lange Strecke ausgegeben, jährlich im Mittel von 31 Jahren rund 797150 M.

Frankreich hatte von 1842 bis 1869, d. i. in 27 Jahren, für seine ca. 184 km lange Strecke 17396636 M. 65 Pf. oder im Mittel jährlich 644300 M. aufgewandt.

Nach den Jahresberichten der Rheinschiffahrts-Centralkommission haben die Kosten der Rheinkorrektion in den 26 Jahren von 1869 bis 1895 betragen in Baden bei 260 km Uferlänge 21989843 M., Elsafs-Lothringen bei 184,140 km Uferlänge 19844243 M., zusammen also rund 41834086 M.[5])

Tabelle I. **Zusammenstellung der Gesamtbaukosten.**

Zeitraum von — bis	Baden M.	Frankreich bezw. Elsafs-Lothringen M.	Quersumme M.
1839 / 1842 } —1868 . . .	24711670	17396636	42108306
1869—1895 . . .	21989843	19844243	41834086
	46701513	37240879	
	83942392 M.		83942392

[4]) Vgl. Bär. Die Wasser- u. Strafsenbauverwaltung im Grofsherzogtum Baden. Karlsruhe 1870. S. 602.

[5]) In den von Elsafs-Lothringen für die Rheinkorrektion gemachten Ausgaben sind 2553766 M. für aufserordentliche Leistungen nicht inbegriffen.

Für Elsafs-Lothringen ergiebt dies eine durchschnittliche jährliche Ausgabe von 763240 M. oder für den Kilometer Uferlänge von 4170 M.

Hiervon entfallen schätzungsweise 80%, also rund 3336 M. auf die Unterhaltung der bestehenden, wie die Herstellung neuer Uferbauten mit der Beschaffung von Steinen, Faschinen und Draht.

Nach den Mitteilungen über Landwirtschaft, Wege- und Wasserbau des Kaiserlichen Oberpräsidiums kostete der Kilometer Unterhaltung der Rheinbauten in den Jahren 1871 bis 1877 jährlich im Durchschnitt rund 3669 M.

Nach anderen amtlichen Nachrichten betrugen dieselben Kosten:

1878/79 = 3365 M. 1880/81 = 3438 M.
1879/80 = 3263 „ 1881/82 = 3596 „

Für einen Kilometer Uferlänge wurden ausgegeben:

In Baden seit 1839 bis 1895, d. i. in 56 Jahren, 179621 M.
In Elsafs-Lothringen bezw. Frankreich seit 1842 bis 1895, d. i. in 53 Jahren 202396 M.

Das giebt für einen Kilometer Stromlänge zwischen Hüningen und Lauterburg 382017 M., wobei die vor 1839 bezw. 1842 gemachten, am elsässischen Ufer allein rund 8000000 Franken betragenden Aufwendungen nicht in Rechnung gezogen worden sind. Für keinen deutschen Strom sind auch nur annähernd gleiche Beträge aufgebracht worden.

Zu bemerken ist noch, dafs der Unterschied der rechts- und linksrheinischen Ausgaben von 22775 M. pro Kilometer sich daraus erklärt, dafs

1. das Faschinenholz in Baden zum grofsen Teile auf dem ärarischen Vorlande gehauen wurde, während es im Elsafs aus Gemeinde- und Privatwaldungen gewonnen und zur vollen Forsttaxe bezahlt werden mufste;
2. die Arbeitslöhne am Rheine in Baden von jeher 5—10% niedriger als im Elsafs gewesen sind;
3. die im geringen Gefäll liegende badische Rheinstrecke zwischen Lauterburg und Mannheim von ca. 75 km Länge weniger Baukosten als die oberhalb gelegene Rheinstrecke verursacht hat;
4. die Kosten für die Regulierung des 4480 m langen Kleinen Rheines aus den Ausgaben für das linke Ufer nicht ausgeschieden sind.

Unter Berücksichtigung der Länge und der stärkeren Strömung des Rheines oberhalb Strafsburg wird der Teil der Ausgabe, der hiervon auf die 57 km lange Strecke von Strafsburg bis zur Landesgrenze bei Lauterburg trifft, nur zu zwei Drittel oder zu rund 2224 M. geschätzt.

5. Segensreiche Folgen der Rheinkorrektion.

Durch diese Ausgaben ist die Sicherheit der Bewohner der Rheinufer gewährleistet, ihre gesundheitlichen Zustände sind verbessert, den verheerenden Rheinüberschwemmungen ist eine feste Grenze gesetzt und der Land- und Forstwirtschaft eine grofse Fläche sumpfigen Bodens in Kultur gegeben worden. Wenn die Schiffahrt weniger Nutzen, wie erwartet, davon gezogen hat, so lag dies wesentlich an der Veränderung der Verkehrsverhältnisse und an den erhöhten Anforderungen an den Verkehr auf den Wasserstrafsen durch die Leistungen der Eisenbahnen. Nach der Korrektion des Rheines verlangt die Schiffahrt den weiteren Kulturfortschritt: „die Regulierung, um für 2 m

tiefgehende Fahrzeuge während mindestens 9 bis 10 Monaten, d. h. während der frostfreien Zeit des Jahres, eine sichere Fahrstraſse zu haben.

Schiffseigentümer und Kapitalisten haben in der Mitte der 70er Jahre, sowie aufs Neue seit 1892, für die Ausdehnung der Groſsschiffahrt auf dem Oberrhein Opfer gebracht; es ist kein unbilliges Verlangen, wenn sie ihre Bestrebungen von den Uferstaaten durch die Verbesserung der Schiffbarkeit des Stromes, die der Allgemeinheit ebenfalls zu gute kommt, unterstützt sehen wollen. Auſser dem Gelde ist eine unschätzbare Menge menschlichen Fleiſses und technischen Wissens am Rheine verbraucht worden. Wir, die wir heute die segensreichen Erfolge der groſsen Wasserbauten genieſsen, erinnern uns mit Dankbarkeit und Hochachtung derer, die ihre Zeit und Kraft, ihre Gesundheit und ihr Leben eingesetzt haben, die Verbesserung der früheren Zustände zu erreichen. In dem bisher Geleisteten liegt zugleich der Sporn, die Hand gleich diesen ehrenwerten Vorgängern mit anzulegen, um das begonnene Werk zu vollenden, und die Mängel, die ihm anhaften, mit den vollkommeneren Mitteln der neuen Technik zu verbessern.

6. Der Verkehr auf dem Oberrhein sonst und jetzt.

Es ist auffällig, daſs weder in dem Berichte des Oberingenieurs Conturat zu dem Entwurfe der Rheinregulierung, noch in dem Berichte des Präfekten an den Minister, noch in den Protokollen des Untersuchungsausschusses die Gröſse des 1842 vorhandenen oder des erhofften Schiffahrtsverkehres in Zahlen ausgedrückt worden ist. Wahrscheinlich sind statistische Nachweise über diesen Verkehr damals gar nicht oder nicht regelmäſsig geführt worden. Die volltönenden Worte dieser Berichte lassen auf ungeheuere Gütermengen schlieſsen, die schon damals in Straſsburg ein- und ausgingen. Die nachstehenden Ziffern geben, wenn auch nicht gerade für das genannte Jahr, darüber Auskunft.

1783	Rheinverkehr	zu Berg	49965 Ctr.	88949 = 4447,45	Tonnen.
		zu Thal	38984 „		
1851	„	zu Berg	104466 „	138067 = 6903,35	„
		zu Thal	33601 „		
1869	„	zu Berg, zu Thal	. . . .	122000	„

Zwischen 1851 und 1869 war die Verkehrsmenge an der Rheinschleuse infolge der Eröffnung des Rhein-Marne-Kanales um mehr als das 17fache gestiegen, doch ist dabei zu bemerken, daſs die Art der Güter sehr gewechselt hatte.

Während in den 30er und bis zu den 50er Jahren dieses Jahrhunderts noch viele Stückgüter auf dem Rheine befördert wurden, gingen dieselben später auf die Eisenbahnen über. Der Rheinschiffahrt fielen dafür die Massengüter von hohem spezifischem Gewicht und geringem Werte zu. Die 122000 Tonnen, die 1869 transportiert wurden, enthalten den ganzen Steinverkehr für die Rheinbauten und die Kiestransporte, die aus dem Rheine nach Straſsburg und der Umgegend für Straſsen- und Hochbauzwecke geführt wurden.

Das Centralbüreau für Meteorologie und Hydrographie im Groſsherzogtum Baden sagt von dem Rheinverkehr[6]): „Der Güterverkehr ging hauptsächlich stromaufwärts, doch war auch einiger Thalverkehr vorhanden. Die Bergfahrt geschah, wo immer möglich, mit Hilfe groſser Segel. Weil aber der Südwestwind hier der herrschende ist, so muſsten die Schiffe, um nicht wochenlang liegen zu bleiben, vielfach

[6]) Der Rheinstrom und seine wichtigsten Nebenflüsse. Berlin 1889. S. 240.

auch gezogen werden. Der streckenweise uferlose Wasserweg entbehrte aber zusammenhängender Leinpfade, sodafs der Schiffzug nur mit Menschen zu bewirken war. Die Gutschiffe hatten oberhalb Ottenheim nicht mehr als 50 Tonnen Tragkraft; zwischen Schröck (Leopoldshafen) und Ottenheim gingen auch solche von 125 Tonnen, doch konnten sie oft nicht mit mehr als 20—30 Tonnen beladen werden. Ein solches Schiff erforderte unter gewöhnlichen Verhältnissen 24 Mann am Zugseil; in schwierigeren Strecken mufsten auch 80—100 Mann vorgespannt werden. Mit unsäglicher Mühe schritten die Schiffzieher, reihenweise an der Zugleine schleppend, über die Inseln und Kiesbänke und nicht selten mufsten sie seichte Stromarme durchwaten. Die Thalfahrt war durch die zahlreichen, aus den fortwährenden Ufereinbrüchen und dem Abtreiben der Inseln herrührenden, im Strombette sich fortwälzenden, zeitweise festliegenden Baumstämme sehr gefährdet. Niedrige Wasserstände, schon die gewöhnlichen Hochwasser und die in dem verwilderten Strome jeweils rasch auftretende Eisbildung brachten wochen- und monatelange Unterbrechungen des Verkehrs."

Während der Kontinentalsperre 1808 und 1809 nahm der Handel und die Rheinschiffahrt Strafsburgs noch einmal einen beträchtlichen Aufschwung; er war leider nur von kurzer Dauer, trotzdem die Schiffahrt auf dem Rheine durch die Verträge von 1815 für frei erklärt wurde. 1831 kam die Rheinschiffahrtsordnung zu stande und Strafsburg wurde Freihafen. 1832 dehnte die rheinische (kölnische) Dampfschiffahrtsgesellschaft ihren regelmäfsigen Dienst bis Strafsburg aus.[7]) Eine in Basel ansässige Gesellschaft liefs 1842 ihre Dampfboote, die „Adler des Oberrheins", den Rhein-Rhone-Kanal zu Berg bis Hüningen, zu Thal bis Mannheim fahren, gab den Versuch aber bald wieder auf.

Infolge der zunehmenden Konkurrenz der Eisenbahnen ging der Verkehr der Dampfboote zwischen Mannheim und Strafsburg am 15. September 1854 ein.

Die Eisenbahnen besorgten den Frachtverkehr; lange Jahre hindurch ruhte die Handelsschiffahrt auf dem Oberrhein. Nur die Flöfse aus dem Kehler Hafen, aus der Kinzig und Murg und die Steinschiffe, die die Steinmassen zur Befestigung der seit 1840 in regem Ausbau befindlichen Uferbauten herbeiführten, zogen noch zu Thal.

Versuche, ihn im Jahre 1873 wieder zu beleben, hatten keinen dauernden Erfolg.

Im Jahre 1892 ist der Güterverkehr auf dem Rheine mittels Dampfbooten wieder aufgenommen worden. Er betrug an der seit 1891 auf 90,10 m Länge und 12 m Breite vergröfserten Rheinschleuse[8]):

---

[7]) Von ihren Fahrten erzählt G. Thudichum, der Direktor des Gymnasiums zu Büdingen in der Wetterau, aus dem Jahre 1840 was folgt: „Abends halb 10 Uhr wurde Mannheim erreicht und um 12 Uhr nachts ein anderes Dampfschiff bestiegen, der „Kronprinz von Preufsen", welches abwechselnd mit dem „Grafen von Paris" auf der Strecke Mannheim-Basel verkehrte. Man kann die Fahrt von Mannheim bis Strafsburg, welche 22 Stunden dauert, ohne Milzsucht langweilig nennen. Keine Stadt als Speyer und Germersheim einigermafsen sichtbar, sonst noch ein, zwei Dörfer, aber kein Ort unmittelbar am Ufer, das von weidigen Niederungen, um den oft und vielfach sich in Arme teilenden, zwischen Sandbänken sich windenden Strom gebildet wird. An einer Stelle, wo mehrere Arme ausgingen, schien uns die Wasserfläche fast zwei Stunden breit. Schon ist vieles zur Regelung des Stromes geschehen, Steindämme gelegt, Ufer gemauert, Durchstiche gemacht, am wenigsten auf französischer Seite. Von Leinpfad ist nichts in dieser Öde. Die Frachtschiffe schleppen sich in einer Woche von Mannheim hinauf, bei gutem Wind mit Segeln in wenigen Tagen; über Strömungen, welche näher nach Strafsburg zu mehrfach vorkommen, werden sie immer dicht am Ufer durch Menschen gezogen, oft hundert an einem Schiff. Wir sahen einen solchen Zug. Dem Dampfschiff ist dermalen besonders eine Sandbank, einige Stunden unter Strafsburg, hinderlich, wo das Fahrwasser einen Winkel macht. Letzte Nacht hatte es da zwei Stunden festgesessen, und an einem andern Tag fünf Stunden, und war von 150 Menschen aus den benachbarten Orten flott gemacht worden. Ein Stofswind hatte es gerade in der kritischen Wendung auf den Sand geworfen, sodafs ihm von seinen 40 Zoll Wasser 14 fehlten. Es war nahe an 10 Uhr abends, als wir die Lichter von Kehl sahen, und bald lagen wir am französisch-deutschen Ufer." (Strafsburger Post vom 26./11. 1895.)

[8]) No. 88, Endschleuse des Rhein-Rhone-Kanals.

1894 = 77830 Tonnen Zufuhr,
5701 „ Abfuhr,
Sa. 83531 Tonnen.

Hierzu tritt noch der Kies- und Steinverkehr. Er stieg 1895 auf 153800 Tonnen.

Eine Vergleichung dieser Zahlen mit denen früherer Zeitabschnitte legt die Frage nahe: Wenn Frankreich für die Rheinregulierung zwischen Strafsburg und Lauterburg wesentlich zur Hebung der Rheinschiffahrt 22387442 Franken auszugeben bereit war, die damals nur ca. 6000 Tonnen Güter im Jahre förderte, welche Summen müfsten wir heute im Verhältnis zu dem erwarteten viel höheren Güterverkehr, den wir einmal über 2 Millionen Tonnen im Jahre gesteigert zu sehen hoffen, also den soviel höheren Nutzen, den die Regulierung für Handel und Schiffahrt haben wird, dafür bewilligen?

Und wieviel sollten wir mehr ausgeben, wenn man das Verhältnis des Geldwertes im Jahre 1842 und 1895 in Erwägung zieht?

7. Gegenwärtiger Zustand des Oberrheines.

a. Die Verwilderung des Strombettes.

In dem durch die Korrektionswerke zum gröfsten Teil seitlich geschlossenen Mittelwasserbett des Oberrheines ist weder für ein festes Niederwasserbett, eine feste Sohle des Mittelwasserbettes, noch für die Aufhebung öfters vorkommender schädlicher Strömungen gesorgt. Die Einheit und die Ähnlichkeit der Querprofile, sowie ihre stufenweise Entwickelung, ihre Zu- oder Abnahme nach dem Gefälle und dem Inhalte fehlt. Die Energie des fliefsenden Wassers ist an vielen Stellen gröfser als der Widerstand des Stromschlauches. Das Querprofil des Rheines ist zwischen den beiden Korrektionswerken im allgemeinen zu grofs; an den Stellen aber, wo Kiesbänke liegen, in einer den freien Lauf des Wassers störenden Weise beengt. Der Strom kann sich spalten und durch die Kiesbänke frei und ungehindert seine Bahn suchen, so wie es der ewige Wechsel seiner lebendigen Kraft bei steigendem und fallendem Wasser bedingt.

Er thut das zwar nicht dem Zufalle, sondern den physikalischen Gesetzen der Schwere und der Kräfte folgend, doch ohne Ziel und Regel. Das Resultat ist Unordnung, Verwilderung.

Nicht das Vorhandensein von Geschieben, sondern die verschiedene Bewegung derselben durch verschiedenartige Strömungen, deren Geschwindigkeit das nach dem mittleren Querprofil, dem Durchschnittsgefälle zwischen den Nullpunkten der nächstliegenden Pegel und dem Rauheitsgrade der Sohle sich ergebende mittlere Mafs teils weit übersteigt, teils dahinter zurückbleibt und deren Angriffswinkel mit der Tangente des bestrichenen Ufers oft zu stumpf ist, sind die Ursachen der Zerrissenheit des Rheinbettes.

Auf fester Sohle verursacht die Teilung eines Stromes in 2 oder mehrere Rinnen keine anderen Nachteile, als eine Minderung der Geschwindigkeit der Strömung, eine entsprechende Neigung zur Ablagerung von Geschieben und die Verschlechterung des Fahrwassers im Schiffahrtswege. Auf der beweglichen Sohle des Rheines leitet sie meist eine Verlegung des Thalweges, eine Erhöhung der unterhalb des Teilungspunktes liegenden Schwelle und eine gänzliche Umgestaltung des zwischen den Korrektionswerken liegenden Querprofiles ein. Selbstredend verliert auch hier die Schiffahrt an Tiefe des Fahrwassers über der Schwelle.

Von wesentlicher Bedeutung für die Verhältnisse im Hauptstrom ist die Ableitung von Wasser in die Altrheine. Dadurch wird die Masse und Energie im Hauptarme geschwächt; in gleichem Verhältnisse wächst der Widerstand der darin gelagerten Sinkstoffe, bis das Wasser des Altrheines sich mit dem Hauptstrom wieder vereinigt hat. Es leuchtet ein, dafs geteilte Kraft nur geteilte Leistungen hervorbringen kann, dafs die Hälfte oder Dreiviertel des Strominhaltes nicht hinreichen, den Stromschlauch so breit und so tief auszubilden, dieselbe nagende Thätigkeit gegen die Sohle und die Ufer auszuüben, als das Ganze.

Das Wasser des Rheines ist im Winter bei niedrigen Pegelständen klar und bis auf 2,50 m Tiefe durchsichtig. In die Wintermonate fallen eben die niedrigsten Wasserstände und dementsprechend die kleinsten Geschwindigkeiten.

Die erste Wirkung der Strömung ist die Abwaschung des Schlickes von den einzelnen das Wasser stauenden Kieseln, die später immer allgemeiner wird. Sodann beginnt der feine Sand zu laufen. Bei 0,70 m mittlerer Geschwindigkeit in der Sekunde ist noch keine Störung der Ruhe der Geschiebe auf der Sohle bemerkbar.

Darüber hinaus werden Sandkörner und Kiesel erst fortbewegt, wenn sie der Schubkraft des Wassers eine so grofse Fläche bieten, dafs deren Wirkung gröfser als das spezifische Gewicht der getroffenen Körper und ihre Reibung an der Sohle ist. In diesem Falle mufs $v > g - 1000$ sein, wenn v die Schubkraft des Wassers, $g - 1000$ das spezifische Gewicht der Sinkstoffe im Wasser bezeichnet.

Damit beginnt die Trübung des Wassers. Die in Bewegung befindlichen Kiesel schleifen sich gegenseitig ab; sie zerreiben sich allmählich. Das Produkt dieser Reibung, der sandige Schlick, färbt den Rhein in ziemlich grauen Tönen. Die Farbe wird bräunlich, wenn starker Regen die Hänge und Felder abwäscht und Humus, Kalk- oder Letteuteilchen dem Strome zuführt. Das Geräusch der auf der Sohle fortgetriebenen, sich aneinander reibenden, schleifenden, übereinander rollenden Kiesel ist vom Ufer des Stromes aus deutlich zu unterscheiden.

Bei fallendem Wasser kommen die Sinkstoffe zunächst da zur Ruhe, wo die Geschwindigkeit der Strömung zuerst nachläfst, d. i. am unteren Ende am Abfall der Kiesbänke. Hier lagert sich zuerst der Sand. Dann folgen die Ablagerungen an allen hochliegenden Stellen aufserhalb des Thalweges und in den geschlossenen sekundären Rinnen. Die Kiesbänke treten aus dem Wasser hervor, oft von Querrinnen durchfurcht, die bis zu 90° gegen das Ufer anfallen, Stauungen, Kehrwasser, Wirbel, Kolke schaffend, die mitunter bis zu 12 m Tiefe unter Niederwasser erreichen.

Der Strom hat in dem wechselnden Widerstand bietenden Bette Neigung, zu schlängeln, die Ufer anzugreifen, zu wühlen, Kiesbänke und Schwellen (Geritte) aufzuwerfen oder abzutragen; kurz alle Unarten zu treiben, die die Gesetze des Wasserbaues verbieten.

Stöfst die Strömung in sehr spitzem Winkel gegen das Ufer, läuft sie also beinahe parallel mit ihm, so wird sie es selbst bei grofser Wassergeschwindigkeit wenig angreifen und die Sohle nicht über mittlere Tiefe auswaschen.

Die Lage der Kiesbänke, ihre Entfernung vom Ufer, also die Breite des Stromschlauches wirken auf die Stärke des Wasserangriffes gegen Ufer und Sohle mitbestimmend ein.

Den cykloidenförmigen Wellenbewegungen des Wassers, die die Temperatur verursacht, ist keine Bedeutung hinsichtlich der Angriffe auf die Sicherheit des Flutprofiles beizulegen, weil die Veränderungen der Strömung dadurch zu gering gegen die durch das Gefälle bedingte Geschwindigkeit sind.

Profilveränderungen verursacht das Grundeis, welches sich bis auf 2,60 m Tiefe im Strome bildet, auf dem Boden haftet und Kiesel und Steine mit forträgt, wenn es sich in Bewegung setzt. Die Wirkung des Grundeises ist indessen selten von längerer Dauer und darf gegenüber den Angriffen der Schubkraft des Stromes vernachlässigt werden.

b. Kiesbänke im Rheine.

Die Meinung, dafs die Massen der Kiesbanke immer durch neuen Nachschub aus den Alpen ergänzt würden, darf als widerlegt angesehen werden, wenn auch vom Jura und oberen Schwarzwald die kleinen Flüsse noch Sinkstoffe einführen. Das ganze Rheinthal von Hüningen bis Mainz ist diluviales Gebilde, ist mit Kies aufgefüllt; die lebendige Kraft des Wassers hebt ihn besonders im Oberlaufe aus dem Strombett und den Altwassern aus, trägt ihn fort und zerreibt ihn je nach dem Gefälle, der Wassermenge und dem zurückgelegten Wege.

Die Beschaffenheit der Kiesel, wie ihre Gröfse, geben einen ungefähren Anhalt zur Beurteilung ihres Herkommens, wie der Länge der im Strome zurückgelegten Strecke. Die Kiesbänke sind aber keine notwendige Erscheinung in einem Strombette, sondern nur die Zeichen seiner Kraftvergeudung, der Beweis, dafs eine Regulierung noch nicht versucht oder nicht gelungen ist. Im Wildbett thut der Strom, was er will. Er schlängelt sich von einem Ufer zum anderen, legt sich aber auch einmal auf längere Strecken an dasselbe Ufer an. Er spaltet sich in 2 oder mehrere Rinnen, um sich hie und da wieder zu vereinigen. Er wirft einige Kiesbänke rechts oder einige links des Thalweges auf, während er sie sonst abwechselnd rechts und links hinlegt.

Zwischen Km. 127 bei Strafsburg und Km. 184 bei Lauterburg betrug die Zahl der Kiesbänke:

1891 = 58,	wovon	links	des	Thalweges	29
	„	rechts	„	„	29
1894 = 53,	„	links	„	„	26
	„	rechts	„	„	27 lagen.

Die horizontalen Abstände ihrer höchsten Punkte schwankten zwischen 640 und 1400 m; im Mittel betrugen dieselben 1891 = 980 m und 1894 = 1075 m. Das Stromgefälle hat Einflufs auf die Höhenlage der Kiesbänke. Die Scheitel derselben lagen im März 1895 in max. 2,40 m über Niederwasser in Km. 136,800, und in min. 1,40 m in Km. 173,330. Ihre Zahl vermindert sich in trockenen Jahren; in wasserreichen Jahren sind sie zahlreicher, aber ihre Länge ist geringer. Eine gewisse Regelmäfsigkeit zeigen fast alle Kiesbänke, nämlich: die gleichen Neigungswinkel, die oberstrom 5—9°, an der dem Angriff des Wassers nicht ausgesetzten, also der in der sekundären Rinne liegenden Seite, 4—7°, ferner etwa 45—60° an der im Abbruch liegenden Seite und etwa 25° an dem unterstrom gelegenen Abfall betragen. Diese Ähnlichkeit erklärt sich durch die Gleichartigkeit des Geschiebes, aus dem die Kiesbänke bestehen, sowie aus der Übereinstimmung der für ihre Ablagerung oder ihre Bewegung erforderlichen Wassergeschwindigkeiten und der Winkel, unter denen ihre Stofs- bezw. ihre Schubkraft zur Wirkung kommt.

Der Angriff des Wassers gegen die Kiesbank geschieht in der Richtung des Thalweges am Kopfe und an einer Längsseite, wenn nur eine Hauptrinne und keine oder nur eine kleine und flache Nebenrinne vorhanden ist; an beiden Längsseiten, wenn der Strom in ähnlich grofse Teile gespalten ist. Die Kiesbank wird im und unter dem

Wasserspiegel angebrochen — sie wird nutig —, die gelockerten oder von den über Wasser liegenden Schichten der Kiesbank herabfallenden Kiesel und Sandkörner werden am Ende der Bank im ruhigeren Wasser wieder abgelagert. Dadurch erklärt sich das Fortschreiten (Wandern) der Kiesbänke, sowie die im Grundrisse spitz auslaufende, oft schwalbenschwanzförmige Gestaltung ihres unteren Teiles. Die Kiesbank bildet sich natürlich und schreitet in natürlicher, aber weder für die Stromprofilgestaltung notwendiger, noch in gesetzmäfsiger Weise fort; sie ist das Zeichen einer Verwilderung des Stromes, sie hat keine Daseinsberechtigung und wird aus dem regulierten Strome in den Tiefen seiner Sohle verschwinden, diese erhöhend und ausgleichend.

c. Die Nebenrinnen.

Die Nebenrinnen sind, wie schon auf S. 10 ausgeführt, die gröfste Gefahr für die allezeit sichere Schiffbarkeit des Stromes.[9]) Das Wasser, welches sie aufnehmen, seine Masse und Schubkraft geht der Hauptrinne verloren; der darin verbleibende Teil kann die Geschiebe nicht mehr über den Rücken zwischen den beiden nächstliegenden Kiesbänken hinwegtreiben; sobald der Rhein zu fallen beginnt, bleibt das Geschiebe liegen und es bildet sich daselbst eine Untiefe (Schwelle, Barre), über die die Schiffe nicht hinwegkommen, ohne ihren Tiefgang zu ermäfsigen, zu leichtern, während sie auf anderen Strecken, in denen keine Nebenrinnen liegen, mit 20 bis 150 cm gröfserer Eintauchung fahren können.

Die Nebenrinne läuft meist parallel mit dem anliegenden Ufer; sie hat deshalb bei regelmäfsiger Ausbildung der Sohle ein gröfseres relatives Gefälle und ihr Wasser gröfsere Geschwindigkeit als das des serpentinierenden Hauptstromes, führt daher im Verhältnis zu ihrer Profilfläche mehr Wasser ab, als im Thalweg fliefst, wenn ihre obere Mündung dazu zweckmäfsige Form und Lage hat. Wegen der gröfseren Geschwindigkeit in den Nebenrinnen ist das anliegende Ufer auch gröfserer Gefahr der Abspülung ausgesetzt, als dasjenige, an dem der Thalweg hinstreicht.

Zur Verbesserung des Fahrwassers des Rheines ist es unbedingt erforderlich: Jede Nebenrinne zu schliefsen, um die Strömung im Thalweg zu verstärken, die Sinkstoffe dadurch leichter über die anliegende Schwelle zu treiben und diese zu vertiefen, damit die Schiffe nicht darauf aufsitzen.

Wie dies ausgeführt wird, ist aus Abteilung III, Abschnitt 2 u. 4 zu ersehen.

Die Nebenrinne wird mitunter so breit und tief ausgespült, dafs die Schiffahrt sie bei bequemer Richtung trotz der darin vorhandenen stärkeren Strömung aufsucht. Dann liegt aber die Wahrscheinlichkeit eines Durchbruches des Thalweges in die Nebenrinne vor, sobald steigendes Wasser eintritt und es bleibt nur zu erwägen, ob der alte Thalweg oder die Linie seines in Aussicht stehenden Durchbruches den günstigeren Schiffahrtsweg bietet, um diesen abzuwarten, oder sofort mit der Verbauung der Nebenrinne vorzugehen.

d. Der Kolk.

Wenn die Strömung eines Flusses stehendes oder weniger bewegtes Wasser antrifft, so reifst sie es mit sich fort, soweit ihre lebendige Kraft dazu ausreicht oder giebt einen Teil der letzteren ab und erzeugt in jenem je nach der örtlichen Lage und den vorhandenen Widerständen Kehrwasser und Wirbel. Kein technischer mir bekannter

---

[9]) Siehe Defontaine. Ann. des ponts et chaussées 1838, S. 5.

Schriftsteller giebt darüber eine bessere Darstellung als unser Altmeister Hagen.[10]) Im Rheine teilen die Strömungen im Thalwege und in der Nebenrinne, die unterhalb einer Kiesbank in mehr oder weniger spitzem Winkel zusammentreffen, dem zwischen ihnen und dem Ufer oder dem allein zwischen ihnen eingeschlossenen sogenannten stillen oder toten Wasser ihre Bewegungen verschiedener Gröfse und Richtung mit.

Es ist dies auf dem Wasserspiegel gut sichtbar. Die Stärke beider Bewegungen mufs infolge der Reibung nach der Stromsohle zu abnehmen. Die gröfste Kraft (meist die Thalwegsströmung) wird sich endgiltig dem toten Wasser übertragen und damit die Richtung seiner Bewegung bestimmen. Dieselbe kann, so lange totes Wasser vorhanden ist, nur eine drehende sein. Die Drehung erfolgt um eine ideelle senkrechte Axe. Beweis dafür ist, dafs bei einer vom Lote abweichenden Axe die kreisenden Wasserringe sich an einer Seite über den Spiegel des Stromes heben, an der anderen senken müfsten.

Es ist aber eine trichterförmige Einsenkung des Wassers nur nach der Mitte des Wirbels zu festzustellen.

Wie die Geschwindigkeit des fliefsenden Wassers nach der Sohle zu abnimmt, so mufs sich der Durchmesser des an der Oberfläche kreisförmig wirbelnden Wassers nach unten verringern, es mufs sich in konisch spiraler Form drehen. Bei dieser Form nimmt die Schnelligkeit der Drehung nach unten aber nicht ab, sondern zu, weil der zurückzulegende Weg immer kleiner wird. Sobald das sich schnell drehende Wasser die Stromsohle erreicht, wirbelt es den im Rheine ganz ohne Bindematerial sehr locker liegenden Sand und Kies auf und wühlt einen Kolk aus, bis ihm die Reibung an der ausgehöhlten Kesselwand einen seiner Stärke gleichen Widerstand bietet.

Die Tiefe dieser Kolke reicht bei Niederwasser bis zu 12 m. Vor der Rheinkorrektion sollen sich Kolke bis zu 25 m Tiefe vorgefunden haben.

Auch die Köpfe des Parallelwerkes an abzweigenden Altrheinen, im Wasser lagernde Wurzelstöcke, Bäume, gesunkene Nachen u. s. w. verursachen Stauung und Wirbel, die die Sohle angreifen.

Ein Kolk in einem Strombett ist kein Beweis zweckmäfsiger Profilgestaltung und Ordnung. In angemessener Entfernung vom Ufer schadet er nicht; er verschwindet mit den Veränderungen der Nebenrinne, des Thalweges und der Kiesbänke, mit deren Geschiebe ihn das Wasser zufüllt.

Liegt er aber in der Nähe oder gar am Fufse des Ufers, so bedroht er die Festigkeit desselben durch Unterspülung und verursacht Rutschungen, deren Wiederherstellung kostspielig ist.

Kleinen Fischernachen kann die rotierende Bewegung des Kolkes gefährlich werden; die mittels Dampf bewegten Rheinschiffe brauchen ihn nicht zu fürchten.

Im regulierten Strome mufs der Kolk verschwinden, da alle Wasserfäden nur in gleicher Richtung stromabwärts laufen dürfen und die Ursachen zur Bildung von Kehrwasser, Wirbeln und Kolken für immer beseitigt werden müssen.

e. Das Längenprofil im Thalwege des Rheines.

Das Längenprofil im Thalwege des Rheines oder die Axe des Thalweges heifst nach dem Staatsvertrage vom 5. April 1840 zwischen Frankreich und Baden diejenige Linie seines Laufes, deren Horizontalprojektion „durch die ununterbrochene Reihe der

[10]) Hagen. Handbuch der Wasserbaukunst, Teil II, S. 372—375.

tiefsten Sondierungen" bestimmt wird. Diese Horizontalprojektion ist veränderlich; sie zeigt bei Niederwasser scharfe Kurven bis herunter zu 300 m Radius, solche von gröſserem Halbmesser bei Mittelwasser und kann, bei Hochwasser sich streckend, viel gröſsere Radien haben, als die Axe der Stromrinne zwischen den Parallelwerken.

Die Vertikalprojektion oben genannter Punkte bildet immer eine unregelmäſsige Kurve oder, ausgeglichen, eine wellenförmige Linie mit sanft aufsteigendem und abfallendem Rücken, dem ein steiler Absturz nach der Tiefe folgt. Die Beweglichkeit der Geschiebe, aus denen die Stromsohle besteht, ist die Ursache, daſs sich zwei bei verschiedenen Pegelständen und Tagen aufgenommene Längenprofile nie vollkommen gleichen werden. Es giebt keinen festen Punkt auf der Rheinsohle, da dieselbe stetem Wechsel unterworfen ist.

Dennoch ist die genannte Linie durch das oben bezeichnete Übereinkommen als Hoheitsgrenze zwischen Frankreich und Baden festgesetzt worden; als solche ist sie politisch und auſserdem, wie wir weiter sehen werden, auch technisch interessant.

Die tiefsten Punkte des Längenprofils im Thalwege liegen bis gegen 10 m, die Untiefen (Schwellen, Übergänge, Barren) etwa 60 cm unter dem absolut kleinsten Niederwasser. Tiefen und Untiefen sind die Folgen des ewigen Kampfes zwischen der wechselnden Schubkraft des Stromes und dem Widerstande der Geschiebe. Die Untiefen bestimmen das Sohlengefälle des Rheines, wie die Drempel der Schleusen dasjenige eines Kanales. Danach ist das Sohlengefälle des Rheines ideell staffelförmig ausgebildet; wie es in Wirklichkeit an einem bestimmten Tage war, ist aus nachstehender Tabelle No. II ersichtlich.

Tabelle II. **Sohlengefälle des Rheines**

im Thalwege zwischen Straſsburg und Lauterburg nach einer Peilung und nach den Nullpunkten der Pegel am linken Rheinufer.

Lfde. No.	Lage des höchsten Punktes der Schwelle in km	Absolute Höhe der Schwellen über N. N.	Absolutes Gefälle von Schwelle zu Schwelle		Entfernung der Schwellen m		Dazwischen wirklich gefundenes relatives Gefälle	Sohlengefälle nach den Pegelnullpunkten	Bemerkungen.
1	124,850	132,80							Die unter dem Durchschnitt zurückbleibenden Gefälle sind mit † versehen
2	126,450	130,25	1,66	2,55	2850	1600	0,000582		
3	127,700	131,14		-0,89		1250		0,000776	
4	128,450	130,14		1,00		750	0,001333[1])		[1]) Sturzgefälle
5	129,850	129,88		0,26		1400	0,000185†		
6	130,500	129,42		0,46		650	0,000707[2])		[2]) starkes Gefälle
7	131,550	128,94		0,48		1050	0,000457†		
8	132,350	127,95		0,99		800	0,001237[3])	0,000583	[3]) Sturzgefälle
9	133,250	127,14		0,81		900	0,000900[4])		[4]) starkes Gefälle
10	134,375	126,68		0,46		1125	0,000409†		
11	135,550	125,75	0,87	0,93	2100	1175	0,000414†		
12	136,475	125,81		-0,06		925			
13	137,825	125,21		0,60		1350	0,000444†	0,000574	[5]) gröſstes, aber nicht ganz wahrscheinliches Sturzgefälle an der Grenze zweier Aufsichtsbezirke
14	138,450	124,03		1,18		625	0,001888[5])		
15	139,775	123,58		0,45		1325	0,000339†		
16	140,650	123,00		0,58		875	0,000663[6])		[6]) starkes Gefälle
17	141,750	122,93		0,07		1100	0,000636	0,000567	
18	142,750	122,06	0,73	0,87	1875	1000	0,000389†		
19	143,625	122,20		-0,14		875			
						Übertrag	0,010583	0,002500	

Lfde. No.	Lage des höchsten Punktes der Schwelle in km	Absolute Höhe der Schwellen über N. N.	Absolutes Gefälle von Schwelle zu Schwelle	Entfernung der Schwellen m	Dazwischen wirklich gefundenes relatives Gefälle	Sohlengefälle nach den Pegelnullpunkten	Bemerkungen.
				Übertrag	0,010583	0,002500	
19	143,625	122,20					
20	144,475	120,80	1,20 { 1,40	1925 { 850	0,000623		
21	145,550	121,00	-0,20	1075			
22	146,500	119,80	0,80 { 1,20	2000 { 950	0,000400†		
23	147,550	120,20	-0,40	1050		0,000552	
24	148,550	119,70	0,50	1000	0,000500†		
25	149,350	119,30	0,40	800	0,000500†		
26	150,725	118,60	0,70	1375	0,000509†		
27	151,475	117,50	1,10	750	0,001466[7])		[7]) gröfstes Sturzgefälle
28	152,250	117,20	0,30	775	0,000387†		
29	153,350	116,50	0,70	1100	0,000636		
30	153,925	116,20	0,10 { 0,30	1875 { 575	0,000053†	0,000525	
31	155,225	116,40	-0,20	1300			
32	156,400	115,90	0,50	1175	0,000425†		
33	157,775	115,00	0,90	1375	0,000654		
34	159,200	113,90	1,10	1425	0,000772[8])		[8]) starkes Gefälle
35	160,375	113,60	0,30	1175	0,000255†		
36	160,925	113,50	0,10	550	0,000181†		
37	161,900	112,00	1,30 { 1,50	1800 { 975	0,000722[9])		[9]) starkes Gefälle
38	162,725	112,20	-0,20	825			
39	163,700	112,10	0,10	975	0,000102†	0,000529	
40	164,575	111,10	1,00	875	0,001143[10])		[10]) Sturzgefälle
41	165,475	110,70	0,40	900	0,000444†		
42	166,750	110,30	0,40	1275	0,000313†		
43	167,500	109,30	1,00	750	0,001333[11])		[11]) Sturzgefälle
44	168,300	108,90	0,00 { 0,40	1725 { 800	0,000000†		Woog
45	169,225	109,30	-0,40	925			
46	170,125	108,30	0,70 { 1,00	1950 { 900	0,000359†	0,000482	
47	171,175	108,60	-0,30	1050			
48	172,075	108,10	0,50	900	0,000555		
49	172,875	107,40	0,70	800	0,000875[12])		[12]) starkes Gefälle
50	173,900	107,00	0,40	1025	0,000390†	0,000455	
51	175,025	107,00	0,00	1125	0,000000†		Woog
52	175,925	106,10	0,90	900	0,000100†		
53	176,750	105,90	0,20	825	0,000242†		
54	177,750	105,60	0,30	1000	0,000300†		
55	178,700	105,00	0,60	950	0,000631	0,000425	
56	179,625	104,70	0,30	925	0,000324†		
57	180,600	104,60	0,10	975	0,000102†		
58	181,325	104,30	0,30	725	0,000413†		
59	182,275	103,60	0,70	950	0,000736	0,000402	
60	183,175	102,70	0,50 { 0,90	1875 { 900	0,000266†		
61	184,150	103,10	-0,40	975			
				Sa.	0,027294	0,005870	
					$\frac{0,027294}{50}$ =	$\frac{0,005870}{11}$ =	
			Durchschnittszahlen:		**0,0005458**	**0,0005336**	

Der aus der Tabelle ersichtliche Wechsel zwischen Sturzgefällen, starken und schwachen Gefällen und wagrechten Strecken (Woog) ist zwar allen nicht regulierten Wasserläufen eigen, verursacht aber im Rheine wegen des seinem Geschiebe mangelnden Bindestoffes (Kalk, Gyps, Eisenoxydul) schnellere und gröfsere Veränderungen des Bettes als in anderen Flüssen.

Es hängt von den unberechenbaren Wechselwirkungen der Stromkraft, ihren Angriffswinkeln, der Form des Stromschlauches und dem Widerstande der Geschiebe ab.

Die Kraft des Wassers treibt das Geschiebe den sanft ansteigenden Rücken der Schwelle hinauf bis zu ihrem Scheitel, was um so schwerer wird, je breiter die vorhergegangenen Hochwasser die Schwelle gestreckt haben; je niedriger infolge der Teilung des Stromes in Hauptrinne, Nebenrinne oder Altrhein die sie überströmende Wasserschicht ist. Vom Scheitel der Schwelle an rollt das Geschiebe über den abfallenden Teil des Rückens der Schwelle rascher fort und fällt, in dem ruhigen Wasser der Tiefe angelangt, sofort zu Boden. So verändert die Schwelle, zu Thal fortschreitend, ihre Lage, sie wächst unterstrom und nimmt oberstrom ab.

Steigt das Wasser, so reifst es gröfsere Mengen von Sinkstoffen mit sich fort; die Höhenlage der Schwelle wächst.

Fällt das Wasser, so kommt ein Teil der vorher bewegten Geschiebe zur Ruhe, die Höhe der Schwelle vermindert sich, weil sich die dem Thalweg folgenden Wassermassen in ein engeres Profil zurückziehen, in dem die Strömung den Kies kräftiger forttreibt und die Sohle vertieft. Das Mafs der Zu- und Abnahme der Höhenlage der Schwellen ist indessen infolge der vorher bezeichneten Ursachen ein anderes, als das der Zu- oder Abnahme der Pegelstände und wechselt von Schwelle zu Schwelle, sodafs einzelne Schwellen im Längenprofil über, andere unter dem durch die beiden nächstliegenden Pegel bestimmten mittleren Gefälle liegen.

Beim Durchbruch des Thalweges aus der Hauptrinne in die Nebenrinne, oder umgekehrt, wechseln die Schwellen ihre Lage und vermehren sich. Ihre Zahl vermindert sich, wenn die Anzahl der Kiesbänke zurückgeht, in gleichem Mafse.

Da die Bewegung der Sinkstoffe von der Schubkraft des Stromes und diese zumeist von dem Gefälle desselben abhängt, welches in der Nähe Strafsburgs mit 0,000066 gröfser als mit 0,000044 bei Lauterburg ist, so läfst sich im allgemeinen wohl sagen, dafs die Schwellenerhebung dem Gefälle proportional ist. Zwischen den Pegelständen 2,55 und 3,55 Strafsburger Pegel beträgt sie nach Untersuchungen früherer Zeit bei Strafsburg 0,46 m, bei Lauterburg 0,29 m. Eine Berechnung der Schubkraft ist nicht zulässig, weil veränderliche Gröfsen, wie die Profilform, die Einheit oder Spaltung des Strombettes und der Winkel, den der Thalweg mit dem Ufer macht, aufser dem Gefälle Einflufs auf die wechselnde Höhenlage der Schwelle haben. Es geht aus dem Gesagten nur hervor, dafs die Fahrwassertiefe sich nicht in gleichem, sondern in einem um die Höhe der über die Schwellen wandernden Sinkstoffe geringeren, nach den lokalen Verhältnissen der Teilung und Richtung der Stromkraft verschiedenen, Mafse bei wachsendem Strome vermehrt.

Deshalb ist es die Aufgabe der Regulierung, das Wandern der Geschiebe zu verhindern, eine feste Sohle, ein unveränderliches Profil, einen unverschieblichen Thalweg, ein dauerndes Gefälle zu schaffen. Hat man einmal solche zuverlässige Faktoren, so kann man sie in die Rechnung einführen und sichere Resultate gewinnen.

Der Schiffahrt entspringt aus der Regulierung der sehr hoch anzuschlagende Vorteil, auf fester Stromsohle wachsendes Wasser in vollem Mafse ausnutzen zu können. Denn ein Rheinschiff mufs zur Bewegung über die Schwelle mindestens 0,20 m, zu flotterem Gang mindestens 0,30 m Wasser unter dem Kiel haben, seine Ladefähigkeit nimmt dementsprechend ab. Aus der unregelmäfsigen Höhe einzelner Schwellen infolge verlangsamter Wanderung des Kieses entsteht aber eine weitere Abnahme des Tiefganges der Schiffe, wie aus der nachstehenden Tabelle hervorgeht.

Tabelle III. **Abnahme des Tiefganges der Schiffe entsprechend der unregelmäßigen Höhe der Schwellen.**

Wasserstand an Schleuse 88 des Ill-Rhein-Kanals	Eigentlich dazu gehörige normale Fahrtiefe der Schiffe	Kleinste Fahrwassertiefen über den Schwellen bei den unter No. 1 verzeichneten Pegelständen.	Derzeitige Tauchtiefe der Schiffe bei den	Bemerkungen.
1.	2.	3.	4.	5.
1,20	0,90	0,80	0,50	Der Strafsburger Pegel (St. P.) liegt entsprechend dem relativen Gefälle 0,616 m über dem Pegel der Rheinschleuse (P. R. S.). Nach der Lage der Kiesbänke und des Thalweges wechselt das Wasserspiegelgefälle zwischen St. P. und P. R. S. aber wesentlich. Im Jahre 1894 zwischen 0,15 und 0,65 m; 1895 zwischen 0,14 und 0,70 m.
1,40	1,10	0,95	0,65	
1,60	1,30	1,20	0,90—1,00	
1,80	1,50	1,40	1,10—1,20	
2,00	1,70	1,50	1,20—1,30	
2,20	1,90	1,60	1,30—1,40	
2,40	2,10	1,70	1,40—1,50	
2,60	2,30	1,80	1,50—1,60	
2,80	2,50	1,90	1,60—1,70	
3,00	2,70	2,20	1,70—2,00	
3,50	3,20	2,50	2,00—2,20	

Ist die Wassertiefe unter dem Kiel auf der Schwelle geringer als 20 cm, so wird die Fahrt des Schiffes mühselig und gefährlich, seine Steuerfähigkeit nimmt ab und hört mitunter sogar ganz auf.

Für die Schiffahrt gute Schwellen sind die tiefliegenden; die hochliegenden dagegen bieten dem Übergange der Kähne Schwierigkeiten und bringen mitunter Gefahr, wenn dieselben auflaufen und dann festsitzen.

Bei langsam fallendem Wasser senken sich die Rücken der Schwellen fast alle gleichmäfsig und genügend tief; bei rasch wechselndem Fallen und Steigen des Rheines wird die Höhenlage der Schwellen eine ganz ungleichmäfsige; es mehrt sich die Zahl der hochliegenden Rücken.

Will man dieselben durch Baggerung beseitigen, so mufs man mehrere leistungsfähige Dampfbagger anstellen, denn während der Sommerwasserstände läuft man bei langsamem Baggerbetrieb Gefahr, dafs die erste gebaggerte Rinne schon wieder verkiest ist, wenn die Baggerung in der dritten Rinne beginnt.

Da bei Wassertiefen von 1,80 bis 2 m P. R. S. und einem Tiefgang von 1,20 bis 1,30 m der Kähne die Rheinschiffahrt aufhört, gewinnbringend zu sein, so mufs zur Verbesserung der Schiffahrt die Kiesbewegung auf der Stromsohle verhindert werden. Dadurch wird eine gleichmäfsige und geringere Höhenlage der Schwellen erreicht, die allen Fahrzeugen zu Gute kommt. Aufserdem wird die Zahl der Schiffahrtstage um die Zahl derjenigen Tage vermehrt, an denen der Pegel der Rheinschleuse bei Strafsburg zwischen 1,60 und 2 m zeigt. Es war dies der Fall:

1891 an 70 Tagen	}	im Mittel der 4 Jahre an 68 Tagen.
1892 „ 64 „		
1893 „ 98 „		
1894 „ 41 „		

Selten werden indessen so ungünstige Schiffahrtsjahre wie 1893 wiederkehren. Es lagen im Monat

Mai	1894	13 Schwellen	0,55 m		
Juni	"	10 "	0,36 "		
Juli	"	19 "	0,46 "	höher als der Unterdrempel der Rheinschleuse bei Strafsburg.	
August	"	8 "	0,46 "		
September	"	8 "	0,56 "		
Oktober	"	7 "	0,22 "		
November	"	3 "	0,40 "		

Bei der Regulierung müssen die Schwellen an den Übergangsstellen des Stromes von einem zum anderen Ufer verkürzt und senkrecht zur Stromachse gelegt werden, bezw. verschwinden.

f. Das Längenprofil über die Kiesbänke.

Aufser dem Längenprofil im Thalwege des Rheines ist eine zweite Linie über die Sättel der Kiesbänke und Schwellen hinweg von hohem technischen Interesse.

Es ist die Linie, welche bei gutem Mittelwasser oder Hochwasser durch die ununterbrochene Reihe der kleinsten Sondierungen bestimmt wird.

Ihre Horizontalprojektion zeigt ähnlich schlängelnde Formen wie der Thalweg. Ihre Vertikalprojektion giebt die Höhenlage der Kiesbänke, die Böschungswinkel des Geschiebes am Kopfe der Kiesbank, d. h. unter dem Stromstrich und unterhalb der Kiesbank im ruhigen Wasser an. Schnell wachsendes Hochwasser schiebt den Kies hoch bis über den mittleren Sommerwasserstand hinauf, die Kiesbänke werden dabei kürzer, ihre Anzahl nimmt aber zu; langsam anschwellendes und ebenso verlaufendes Hochwasser streckt sie lang und flacht ihre Rücken ab; es „verschleift“ sie; ihre Zahl wird geringer. Die Vertikalprojektion zeigt ferner die Länge des bei Niederwasser benetzten Rückens der Schwelle. Derselbe steigt bei jedem Anwachsen, weil dem letzteren die im Bette wandernden Kiesmassen direkt proportional sind. Bei fallenden Pegelständen kommt ein zu der Abnahme des Wassers in noch unbestimmtem Verhältnis stehender Teil der Sinkstoffe zur Ruhe, die Menge des über die Schwelle wandernden Kieses nimmt sofort ab, die Widerstände der Kiesbank wachsen, die bei Hochwasser schlanke Thalwegslinie beginnt zu serpentinieren, die Schwelle wird in der Mitte ausgefressen, daselbst mehr vertieft, als sie es an ihrem oberen und unteren Anschlufs an die nächstgelegenen Kiesbänke ist.

Je länger und flacher der Rücken der Schwelle zwischen den beiden nächstliegenden Kiesbänken sich reckt, desto geringer ist die Höhe des über ihm strömenden Wassers bei normaler, dem allgemeinen Stromgefälle angepafster Höhenlage. Ragt die Schwelle aber über diese hinaus, staut sie also aufwärts, vergröfsert das Gefälle nach unten, so vermindert sie die Geschwindigkeit des Wassers oberhalb, um sie unterhalb entsprechend zu vergröfsern. Dann bietet sie wegen ihrer hohen Lage, wegen der über ihr stehenden geringen Wassertiefe, sowie der scharfen Strömung über ihrem thalseitigen Abfalle der Schiffahrt bei niedrigen Wasserständen die gröfsten Hindernisse und es ist deshalb 1893 und 1894 der Versuch gemacht worden, solche Schwellen durch Baggerung einer 25 bis 50 m breiten Rinne zu vertiefen. Dieser Versuch ist gelungen, der Erfolg war aber bei der steten Wanderung der Geschiebe auf der Sohle des Rheines nie von langer Dauer; er mufs je nach der Zahl und Stärke der Anschwellungen des Stromes von einer zur anderen Schwellung wiederholt werden und verursacht bei jeder Wiederholung beträchtliche Kosten, die 1895/96 = 71800 M. betrugen.

Die geringste Wassertiefe über den Schwellen wurde bei 1,02 St. P. am 5. März 1895 mit 0,60 m in Km. 169,2 gefunden. Vor der Korrektion des Rheines, als die Leinpfade an beiden Ufern noch nicht durchweg ausgebaut waren und der Leinzug von einem Ufer zum anderen wechselte, waren diese Wassertiefen noch geringer, damals nahmen die Pferde den Weg durch den Strom über manche Schwellen, die davon den Namen „Geritte“ trugen. Seit der Korrektion des Oberrheines sind diese von Pferden passierbaren Übergänge durch die Einengung seines Bettes verschwunden.

g. Das Längenprofil durch die Nebenrinne. Querströmungen und Widerströme.

Ein dritter ebenfalls nur technisch interessanter Schnitt durch den Bau des Rheinbettes ist das Längenprofil durch die sekundäre Rinne, wo eine solche vorhanden ist, die Kiesbank also nicht ganz am elsässischen oder badischen Ufer anliegt. Die Nebenrinne beginnt oberhalb einer Schwelle und vereinigt sich unterhalb derselben oder der nächsten wieder mit dem Thalweg. Sie hat meist geringere Tiefen als die Hauptrinne; doch kommen auch ausnahmsweise Fälle vor, in denen sie den Dampfern tieferes Wasser als der Thalweg bei genügender Breite bietet und der Weg durch sie der günstigen Richtung wegen trotz gröfserer Strömung von der Schiffahrt bevorzugt wird.

Diese Ausnahmen lassen sich durch die schwierige Überfahrt der Schiffe über die oberhalb liegende Schwelle, die eine Folge der Spaltung der Wassermassen des Stromes in 2 ziemlich gleiche Teile ist, erklären.

Ist der Schlauch der Nebenrinne an ihrem unteren Teile verengt, liegt seine Sohle daselbst hoch, so ist die Durchflufsmenge gering. Dann steigt der Wasserspiegel in der Rinne bis gegen 25 cm höher als in der Hauptrinne und es entstehen Querströmungen aus dem kleinen in den grofsen Stromschlauch, die bei wachsendem Wasser oft bis zur Zerreifsung einer Kiesbank in mehrere Teile führen.

Die Querrinnen stehen meist steil und bis zu 90° zur Stromachse. Auch rückläufige Bewegungen (Widerströme) kommen bei sinkendem Wasser vor.[11])

Erweitert sich die Nebenrinne in ihrer ganzen Länge zu ähnlicher Gröfse wie die Hauptrinne und hat sie keine Untiefen, so ist der baldige Übergang des Thalweges aus der Hauptrinne in die Nebenrinne wahrscheinlich. Die Durchflufsmenge in der Hauptrinne nimmt ab, ihre lebendige Kraft genügt nicht mehr, um alle Sinkstoffe über den Scheitel der Schwelle wegzutreiben, diese erhöht sich und der Strom wendet sich mehr und mehr nach dem früheren Nebenbett, bis er sich dasselbe zum Thalweg erweitert hat.

h. Die Längenschnitte durch die Korrektionswerke.

Die Höhenlage der Korrektionswerke ist rechts- und linksrheinisch nicht überall die gleiche. Während ihre Krone früher über die gewöhnlichen Sommerhochwasser gelegt wurde, wird jetzt darauf hingearbeitet, sie bis auf diese Höhe, d. i. die des bordvollen Flusses bei etwa 4 m St. P. abzutragen. Eine Ausnahme davon machen nur die hochliegenden Uferwerke, die als Fahrstrafsen dienen und auch bei Hochwasser als solche erhalten bleiben sollen.

[11]) Eine solche machte im September 1895 die Verankerung zweier Brückenschiffe der Kehler Rheinbrücke zu Thal, anstatt wie gewöhnlich zu Berg, notwendig, woraus auf die Kraft der umgekehrten Strömung zu schliefsen ist.

Ist nun die Höhenlage der Korrektionswerke für das Hochwasser von wesentlichem Einflufs, weil hohe Werke dasselbe einzwängen, einspannen, die Geschwindigkeit der Strömung und damit die Kiesbewegung vermehren, niedrige Uferbauten dagegen dem Hochwasser den Eintritt in das Hinterland gestatten und die Aufschlickung desselben fördern, so haben für die Mittelwasser die Lücken der Korrektionswerke als Abzweigungen der Altwasser grofse Bedeutung. Sie sind heute nicht mehr sehr zahlreich; im ganzen hat das elsässische Korrektionswerk zwischen Basel und Lauterburg noch 826 m Öffnungen, d. s. 0,45% seiner Länge. Wo aber eine Abzweigung vom Hauptstrom vorhanden ist, da wird die lebendige Kraft desselben geschwächt; je mehr Wasser also in den Altrhein einzieht, desto kleiner ist die Durchflufsmenge im Hauptbette, desto geringer die Geschwindigkeit und die Fortbewegung der Geschiebe in demselben bis zur Wiedervereinigung der getrennten Wassermassen. In Strecken mit verminderten Durchflufsmengen ist die Erhöhung der Stromsohle mindestens von einem Hochwasser bis zu dem folgenden wahrscheinlich.

Deshalb ist die Verlandung der Altwasser und die Verbauung ihrer verbliebenen Öffnungen im Korrektionswerke oder entsprechende Einschränkung der Querprofile im Hauptarme dort, wo ein Nebenarm erhalten werden soll, eine wesentliche Aufgabe der Rheinregulierung, die bei Mittel- und Niederwasser zur Förderung der Schiffahrt den ganzen Strom in einer Rinne zusammenfassen und verhüten mufs, dafs Geschiebe aus den Altrheinen wieder in das Hauptbett hinaus getragen werden.

i. Das Wasserspiegelgefälle.

Das Wasserspiegelgefälle des Rheines wird nicht allein durch die wechselnde Wassermenge, die Höhenlage der Schwellen im Thalwege, sondern auch durch die Richtung des Thalweges und die Form der Querprofile des Stromschlauches, durch ihre Erweiterungen und Verengungen bestimmt.

Bei Niederwasser machen sich diese Einflüsse am meisten geltend, bei Mittelwasser verschwinden sie mehr und mehr und sind bei Hochwasser, wo andere Erscheinungen stärker hervortreten, kaum noch bemerklich.

Das Steigen und Fallen des Wasserspiegels wird unter gewöhnlichen Verhältnissen dreimal am Tage, bei raschen Anschwellungen des Stromes dagegen stündlich beobachtet. Zwischen Strafsburg und Lauterburg liegen auf 57 km Entfernung 11 Pegelstationen, sodafs jede Veränderung des Wasserstandes durch den Wechsel der Zuflüsse oder der weniger veränderlichen Grundwasserströmungen zur Ablesung gelangt.

Wie verschieden aber die Pegelstände nicht nur durch die Ab- oder Zunahme der Nebenflüsse, sondern durch die Veränderungen auf der Stromsohle, durch die Wanderung des Kieses ist, sei an einigen Beispielen gezeigt.

Zunächst sei hervorgehoben, dafs der Höhenunterschied des Wasserspiegels in einem und demselben Querprofil in der Konkaven, infolge der Centrifugalgeschwindigkeit des strömenden Wassers, bis zu 15 cm beträgt.

Nach der Lage der Kiesbänke erreicht der Unterschied der Wasserspiegel im Thalweg und in der nebenliegenden sekundären Rinne oft bis zu 50 cm, wodurch sich die Ursache der Querströmungen erklärt.

Der Strafsburger Pegel liegt auf	132,266 m	über A. P.
der Pegel der Rheinschleuse auf	131,650 „	
der Unterschied beläuft sich auf	0,616 m	

Nach den Ablesungen an den Pegeln wechselte es aber infolge der Veränderung der Lage der Kiesbänke zwischen 0,14 m (Unterschied vom 19. März 1895) und 0,70 m (Ablesung vom 28. März 1895). Daraus folgt: Das Wasserspiegelgefälle hängt nicht allein vom Steigen und Fallen des Wassers, sondern auch von der Lage der Kiesbänke, d. h. den Formen der Querprofile des Stromes und dem Halbmesser der Kurven ab, die der Thalweg macht. Eine Analyse ist nicht möglich, da alle Faktoren der Rechnung veränderlich sind.

k. Die Geschwindigkeit des Wassers, die Bewegung der Geschiebe und ihre Mengen.

Im Zustand der Ruhe, beim Eintritt von Niederwasser, beginnen die auf ihrer Wanderung blankgeriebenen Kiesel sich mit einer Haut zu überziehen, soweit die Flut sie bedeckt. Trotz der ganz verschiedenen Färbung der Kiesel von Weifs bis Schwarz bekommt die Stromsohle aufserhalb des Thalweges durch die sich darüber anlegenden Sinkstoffe einen gleichmäfsigen Ton; eine Decke, der Schlick, sitzt bis zum nächsten Hochwasser darauf fest. Von der dadurch hervorgerufenen Färbung des Rheinwassers haben wir schon vorher gesprochen (s. S. 11).

Im Thalwege und an allen den Stellen, an denen die Kiesel auch bei den kleinsten Pegelständen laufen, die Stofskraft des Wassers zu ihrer Bewegung also noch ausreicht, kann sich dauernd kein Schlick absetzen; die wandernden Kiesel und Sandkörner reiben ihn stets wieder ab.

Der Grad der Rauheit der Stromsohle hängt von der Gröfse der Beschlickung ab. Der Übergang aus dem beschlickten in den blanken Zustand ist auf dem Grunde nirgends scharf abgegrenzt; Kiesel von grofsem Gewichte oder geringer Angriffsfläche, die das Wasser nicht öfter bewegen konnte, erscheinen beschlickt, während andere sich reingewaschen zeigen.

Die Störung des Zustandes der Ruhe und der Beginn der Bewegung beschlickter Geschiebe erfordert eine gröfsere Geschwindigkeit des Wassers, als die blank gewaschener Geschiebe. Die Ursache hiervon ist die Bindekraft des Schlickes und die feste Lagerung der Kiesel nach längerer Ruhe. Das Wasser schiebt sie ungefähr wie Fischschuppen oder die Schuppen eines Panzers übereinander, ihre Zwischenräume füllen sich mit Sand aus und der Schlick deckt als glattes Bindematerial die Sohle; er vermindert den Rauheitsgrad derselben, sowie die Kraft des Stofses des Wassers gegen den einzelnen Kiesel. Nimmt die Strömung irgendwo eine seitliche oder rückläufige Richtung an, wie es beim Durchbruch einer Querrinne aus der Nebenrinne in den Thalweg vorkommt, so wird es dem Strome viel leichter, die Kiesel aus ihrer Ruhelage aufzuheben und wegzuführen.

Nachstehend folgen die Resultate von 234 Beobachtungen der Geschwindigkeiten des Wassers und ihrer Einwirkung auf das Wandern der Kiesbänke. Sie sind 1874 im Auftrage der Regierung von dem Ingenieur Suchier vorgenommen worden, der einen von Amsler-Laffon in Schaffhausen gebauten Woltmann'schen Flügel dazu benutzte.

A. Flufssohle beschlickt.

1. Keine Bewegung der Geschiebe sichtbar; selbst bei äufserer Störung des Gleichgewichts wandern die kleinen Kiesel nicht bei einer Wassergeschwindigkeit von . . . . 0,694 m i. d. Sek.
2. Keine Bewegung der Geschiebe sichtbar; nach äufserer Störung bewegen sich Kiesel bis zur Erbsengröfse bei einer Wassergeschwindigkeit von . 0,748 m „

3. Keine Bewegung der Geschiebe; durch äufsere Störung bewegen sich Kiesel bis zu Bohnengröfse bei einer Wassergeschwindigkeit von . . . 0,897 m i. d. Sek.
4. Keine Bewegung der Geschiebe sichtbar; nach äufserer Störung bewegen sich Geschiebe von Bohnen- bis Haselnufsgröfse bei einer Wassergeschwindigkeit von . . . . 0,923 m „
5. Keine Bewegung der Geschiebe wahrnehmbar; nach äufserer Störung bewegen sich Kiesel von Haselnufs- bis Wallnufsgröfse bei einer Wassergeschwindigkeit von . . . . 1,062 m „
6. Keine Bewegung der Geschiebe sichtbar; nach äufserer Störung bewegen sich Kiesel von Wallnufs- bis Taubeneigröfse bei einer Wassergeschwindigkeit von . . . . 1,123 m „

B. Grenze des beschlickten und blank gewaschenen Grundes.

Es bewegen sich die kleinsten Geschiebe ohne äufsere Störung bei einer Wassergeschwindigkeit von . . . . 1,180 m i. d. Sek.

C. Die Flufssohle ist nicht mehr beschlickt, sondern blank gewaschen.

1. Die schon genannten grofsen nicht beschlickten Steine liegen vereinzelt umher. Bewegung der Geschiebe von Erbsen- bis Haselnufsgröfse bei einer Geschwindigkeit des Wassers von . . . . 1,247 m „
2. Wahrnehmbares knisterndes Geräusch, bewirkt durch die gegenseitige Reibung der Geschiebe. Die Bewegung ist im allgemeinen noch eine träge bei einer Wassergeschwindigkeit von . . . . 1,300 m „
3. Die Bewegung ist besser. Es laufen Kiesel bis zu Wallnufsgröfse, durch äufsere Störung solche bis zu 250 g Gewicht bei einer Wassergeschwindigkeit von . . . . 1,476 m „
4. Desgl. wie vorher. Grofse Steine bis zu 1000 g, vom Wasser gerade sehr günstig gefafst, laufen bei einer Wassergeschwindigkeit von . . . 1,589 m „

D. Beginn der allgemeinen Bewegung der Kiesbänke.

1. Die Flufssohle ist noch immer mit den grofsen Steinen besäet. Die Bewegung der Geschiebe ist jetzt eine gut hörbare und flotte. Sie beschränkt sich im allgemeinen auf Kiesel bis zu Taubeneigröfse bei einer Wassergeschwindigkeit von . . . . 1,623 m i. d. Sek.
2. Noch immer liegen die grofsen Steine, die ein Durchschnittsgewicht von 2000 g haben, auf dem Grunde. Die Bewegung beschränkt sich meistens auf Kiesel bis zu Hühnereigröfse; jedoch laufen unter sehr günstigen Umständen schon Kiesel bis zu einem Gewicht von 1500 g bei einer Wassergeschwindigkeit von . . . . 1,717 m „
3. Grofse Steine von 2500 g sieht man nur vereinzelt auf dem Boden liegen; solche unter 2500 g Gewicht laufen bei einer Wassergeschwindigkeit von . . . . 1,800 m „
4. Alles ist in Bewegung; das Geräusch der sich aneinander reibenden Kiesel ist hörbar bei einer gröfsten Geschwindigkeit des Wassers von . . . 2,063 m „

in dem gemessenen Profile.

Die Trübung des Wassers verbietet die Fortsetzung der Beobachtungen. Wir wissen von der weiter wachsenden Bewegung der Geschiebe nur, dafs sie bei Hochwasser von der Sohle aufgehoben, im Wasser schwebend über die Tiefbauten an den Abzweigungen der Altrheine und selbst über die überschwemmbaren Korrektionswerke weg in das Vorland des Rheines getragen werden.

Der Frage nach der Geschiebe- und Sinkstoffmenge des Rheines sei eine allgemeine Betrachtung vorausgeschickt.

Bäche, Flüsse und Ströme führen aufser dem Wasser Geschiebe und Sinkstoffe mit sich fort. Unter dem Geschiebe verstehen wir alle die Teile, die gewöhnlich auf der Sohle,

unter den Sinkstoffen diejenigen, welche im Wasser schwebend fortbewegt werden. Je gröfser das Gefälle, desto gröfser ist das Verhältnis der Mengen der Geschiebe zur Wassermenge und die absolute Gröfse der einzelnen Stücke; je geringer das Gefälle, desto kleiner wird dieses Verhältnis, desto kleiner werden auch die Geschiebeteile, bis sie alle, zu Atomen zerrieben, als Sinkstoffe im Wasser schwebend treiben.

Die Menge der Geschiebe und Sinkstoffe, die ein Strom führt, kann in verschiedenen Abschnitten desselben nach dem Gefälle, den Erweiterungen des Strombettes, der Gröfse der natürlichen Becken, die er durchläuft, der Masse des von den Nebenflüssen herbeigebrachten Gerölles und Schlammes sehr wechseln.

Es ist bekannt, dafs der Oberlauf des Rheines die Geschiebe, die er aus den Alpen mitbringt, bei Rheineck im Bodensee niederlegt, dafs die Rhone das Gleiche im Genfer See bei les Bouverets thut, dafs die Reufs ihre Geschiebe im Vierwaldstätter See, die Aare im Brienzer und Bieler See läfst. Reufs und Aare wären beinahe geschiebefrei, wenn ihnen nicht unterhalb ihres Ausflusses aus den Seen andere Nebenflüsse (ersterer die beiden Emmen, letzterer die Siel durch die Limmat) wieder Geschiebe brächten. Dagegen führen die Thur, die Töfs, die Ergolz, die Birs am linken (schweizer) Ufer und die Wutach, die Alb und die Wiese am rechten (badischen) Ufer aufser vielen kleineren hier nicht genannten Bächen ihre Geschiebe bei Hochwasser in den Rhein.[12]) Dazu wäscht der Rhein solche selbst aus seinem Bette unterhalb Hüningen aus, wo dasselbe nicht mehr aus festem Gestein, sondern aus Alluvium besteht.

Der Rhone bringt unterhalb Avignon die Durance noch gröfsere Geschiebemengen zu, als die erstere dortselbst fortbewegt.

Die Qualität des Geschiebes ist überall nach seinem spezifischen Gewicht, seiner Form und der Korngröfse wie den Bindemitteln, die die Körner, Plättchen, Würfel oder Vielecke zusammenhalten (sei es Thon, Kalk, Gips, Feldspat, Eisenoxyd, Kieselsäure und Quarz u. s. w.) sehr verschieden.

Das spezifische Gewicht hat wesentlichen Einflufs auf die Schnelligkeit der Bewegung. Schiefer läuft besser als Porphyr oder Granit, aber nicht nur, weil er spezifisch leichter ist, sondern auch, weil er mehr blättert und darum seine breiten Flächen der Schubkraft des Wassers eine gröfsere Angriffsfläche bieten. Runde oder eiförmige glatte Gerölle wandern unter geringeren Einflüssen treibender Kraft, als solche mit rauhen Seiten und scharfen Kanten.

Das wird hier angeführt, um die weit voneinander entfernt liegenden, auf den ersten Blick oft unzuverlässig scheinenden Resultate der Untersuchungen der von den Gewässern mitgeführten Geschiebe- und Sinkstoffmengen wie ihrer Geschwindigkeit bei ihrer Wanderung zu erklären.

Wenn z. B. Dubuat, dem kein Woltmann'scher Flügel feinster Konstruktion zur Verfügung stand, nach Versuchen in hölzernen Kanälen die in Tabelle IV zusammengestellten Angaben über die Bewegung der Geschiebe macht, so halte ich nach meinen Erfahrungen davon nur die unter No. 7 bezeichnete Geschwindigkeit auch im Strome an der Sohle für allgemein zutreffend.[13])

---

[12]) Siehe: Der Rhein und seine Zuflüsse, S. 54 u. 55.

[13]) Auch Guillemain sagt a. a. O. S. 489: „Loiresand bewegt sich nicht bei einer Geschwindigkeit des Wassers unter 0,25 m", läfst aber wie Dubuat fraglich, ob die Geschwindigkeit an der Sohle oder in der Nähe des Wasserspiegels gemessen wurde. Siehe auch Rühlmann. Hydromechanik, S. 392.

Tabelle IV. **Bewegung der Geschiebe.**

Material.	Geschwindigkeit in der Sekunde m
1. Thon	0,08
2. Feiner Sand	0,16
3. Grober Sand	0,20
4. Kies	0,30
5. Schotter, 3—4 cm	0,60
6. Schotter, 5—7 cm	0,95
7. Trümmer, 10—20 cm	2,20
8 Trümmer, 1,5—2 cbm	5,00

Ich stelle hier weiter eine Anzahl von Angaben über die Schlammführung von Strömen zusammen, ihre Beurteilung dem geehrten Leser überlassend.

Tabelle V. **Schlammführung von Strömen.**

No.	Name des Stromes	Beobachtungsstelle. Name des Beobachters	Jahre der Beobachtung	Sinkstoffe pro cbm Wasser	Auf der Sohle bewegte Geschiebe	Summe im Jahre nach dem Gewicht kg	Summe im Jahre nach der Masse cbm*	Volumenverhältnis der Sinkstoffe zur Wassermenge	Bemerkungen.
1	Elbe	Lobositz	?	0,091 **kg**		5460000	3900000	1 : 1538	* Mittleres Gewicht von 1 cbm Sinkstoffe 1400 kg.
2	Donau	Wien **Breitenlohner**	?	0,114 **kg**		6111676800	43654830	1 : 1228	
3	Mississippi	Carolltown **Humphrey** und **Abbot**	1851	Sinkstoffe				1 : 1808	
			1852					1 : 1449	
			1853						
			1852/53		Geschiebe		25000000		
4	Rhone	Arles **Grosse** und **Subours**	1808	Sinkstoffe				1 : 7000	bei Niederwasser
			1809					1 : 2000	„ Mittelwasser
								1 : 230	„ Hochwasser
								1 : 2500	im Mittel
6	Weichsel	Vor der Abzweigung der Nogat **Spittel**	?	Sinkstoffe				1 : 45	bei Hochwasser
7	Rhein	Holland **Hartsoeker**	?					1 : 100	bei Hochwasser

Die Geschiebemengen (*depôts*), die die Flüsse jahraus jahrein ins Meer führen, giebt der Generalinspektor Guillemain in Paris 1885 für

die Garonne	mit	5000000	cbm
die Rhone	„	21000000	„
den Var (*Alpes Maritimes*)	„	11000000	„
den Po	„	43000000	„
die Donau	„	60000000	„
den Mississippi	„	170000000	„ an.

Hierin sind also nur Sinkstoffe inbegriffen, weil sich die Gerölle bis zum Unterlauf der Ströme zermahlen.[14])

Nach **Hervé-Mangon** beträgt die Menge des von der Durance, einem unterhalb Avignon mündenden Nebenflusse der Rhône, geführten Geschiebes nach Messungen, die bei Merindol (50 km oberhalb Avignon) gemacht wurden, jährlich 11077000 cbm.

Versucht man, mit den angegebenen Verhältniszahlen die Menge der Sinkstoffe des Rheines bei Lauterburg zu bestimmen, ohne auf die Eigenart seines Laufes Rücksicht zu nehmen, so liegt es nahe, mit dem Durchschnitt der oben angeführten einander am nächsten kommenden Werte zu rechnen.

Dies wäre $\frac{1538 + 1228 + 1808 + 1449}{4}$ = rund 1 : 1500.

Aber die Elbe, die Donau und der Mississippi, sowie ihre Nebenflüsse lagern die Sinkstoffe, die sie aus ihrem Quellengebiet erhalten, verhältnismäfsig nur zu einem geringeren Teile in den Seen ab, die sie durchlaufen, wie die Rhone und der Rhein, die sie im Genfer See und im Bodensee niederlegen. Es scheint deshalb zutreffender, das für die Rhône ermittelte Verhältnis zwischen Sinkstoffen und Wassermenge auch auf den Rhein zu übertragen, wie es nachstehend geschieht:

Tabelle VI. **Gesamtdurchflufsmengen des Rheines für verschiedene Wasserstände.**

Wasserstand	an Tagen	Sekundenzahl eines Tages	Durchflufsmenge für eine Sekunde cbm	Gesamtdurchflufsmenge für den zutreffenden Wasserstand cbm
N. W.	55	86400	400	1900800000
M. W.	300	86400	1000	25920000000
H. W.	10	86400	4500	3888000000
				Sa. 31708800000

Nimmt man nun das Volumen-Verhältnis der Sinkstoffe zur Wassermenge wie bei der Rhone zu 1 : 2500 an, so beträgt die Menge der durchschnittlich bei Lauterburg abgeführten Sinkstoffe rund 12680000 cbm.

Versucht man weiter, auch die auf dem Boden des Rheines bei Lauterburg sich jahraus, jahrein im Mittel bewegende Geschiebemenge zu ermitteln, so ist zunächst der Umfang des benetzten Querprofiles anzusetzen und zwar:

bei Niederwasser unter 2,30 m St. P. zu 100 m,
„ Mittelwasser von 2,30—4 m St. P. zu 220 m,
„ Hochwasser über 4 m St. P. zu 250 m.

Wird weiter unterstellt, dafs nicht auf dem ganzen benetzten Umfange, sondern nur auf einem Teile desselben das Geschiebe läuft und die Höhe der in Bewegung befindlichen Schicht bei Niederwasser, Mittel- und Hochwasser mit der Masse und der Geschwindigkeit der Strömung zunimmt, so werden nach mannigfachen Beobachtungen der Stromsohle die in Tabelle VII angegebenen Werte eingesetzt.

In dieser Menge ist nur das auf der Sohle des Flusses bewegte Geschiebe, nicht das bei Hochwasser aufserhalb des gewöhnlichen Stromschlauches laufende Geschiebe berechnet, von dem angenommen wird, dafs es dort wieder zur Ruhe gelangt.

[14]) Siehe auch Abt. II, Abschn. 11: Die Sinkstoffmengen der Merwede in Holland, 1800000 cbm im Jahre.

Tabelle VII. **Geschiebemenge des Rheines.**

Breite der Sohle, auf der Geschiebe läuft	Wasserstand	an Tagen	Höhe der bewegten Geschiebeschicht mm	Geschiebemenge in einem Jahre cbm
70	N. W.	55	0,4	133056
200	M. W.	300	1,6	8294400
250	H. W.	10	8	1728000
				Sa. 10155456

Es ist klar, dafs die vorher angegebenen Massen nicht gleichmäfsig bis zur Mündung des Rheines weiterlaufen[15]), sie verändern sich nach dem Gefälle, nach der Gestalt der Querprofile, nach den Tiefen und Untiefen. Die einzelnen Körner und Stücke schleifen sich gegenseitig ab und vermindern dadurch ihre eigene Gröfse, die Menge der im Wasser schwebenden Teile vermehrend.

Von Hüningen bis Lauterburg auf 184 km schleifen sich Stücke von 15—20 cm Durchmesser zu Eier- und Wallnufsgröfse ab; bei Mainz hat das Geschiebe nur noch Bohnengröfse.

Die obige Schätzung macht keinen Anspruch auf Genauigkeit, sie soll nur zu entsprechenden Beobachtungen anregen und bezwecken, weiteres Material zur Beantwortung der Frage herbeizuschaffen, ob es möglich ist, durch Baggerung das Fahrwasser des Rheines zu verbessern oder ob es sich mehr empfiehlt, die Geschiebe im Strombette selbst zur Ruhe zu bringen.

Von bekannter Seite ist die Geschiebemasse, die der Rhein zwischen Strafsburg und Maxau im Laufe eines Jahres zur Zeit noch bewegt, zu 120000 cbm geschätzt worden. Das ergiebt ein Verhältnis zur Durchlaufmenge wie 1 : 264244, welches nach dem Vorhergesagten viel zu klein scheint.

Auch auf anderem Wege kann nachgewiesen werden, dafs diese Schätzung unterwertig ist. In den 5 Jahren 1886 bis einschl. 1890 sind aus dem Rheine durch die Schleuse 88 nach Strafsburg und weiter rund 409000 cbm Kies und Sand eingeführt worden, im Durchschnitt eines Jahres 80000 cbm. Dazu treten jährlich durchschnittlich 60000 cbm, die die Reichseisenbahn unterhalb der Kehler Eisenbahnbrücke als Stopfmaterial für ihre Eisenbahnlinien baggert und die Mengen, die am rechten Ufer nach Kehl eingeführt werden.

Diese 3 Posten überschreiten zusammen eine Baggermasse von 150000 cbm jährlich und trotzdem ist nicht zu bemerken, dafs die Gröfse oder Zahl der Kiesbänke unterhalb Strafsburg deshalb geringer würde. Thatsache ist nur die immer fortschreitende Vertiefung des Rheinbettes im Oberlaufe, besonders zwischen Hüningen und Neubreisach, der dort die Notwendigkeit fortgesetzter Befestigung besonders des Fufses der Rheinkorrektionswerke, die Senkung des Grundwasserstandes und die Wipfeldürre der Eichen folgt. Ob und welcher Zusammenhang zwischen den Baggerungen und der Sohlenvertiefung besteht, lasse ich dahingestellt.

---

[15]) Vergleicht man das Niederschlagsgebiet des Rheines mit demjenigen des Mississippi, so hat das letztere eine Oberfläche von 61400 geogr. □Meilen, das des Rheines 4080 geogr. □Meilen. Nach dem Verhältnis der beiden Niederschlagsgebiete (15 : 1) müfste der Rhein jährlich 11,3 Millionen cbm Sinkstoffe in das Meer führen.

1. Das vertragsmäfsige Querprofil (Breite des Strombettes).

Nach dem Gedankengange des Vertrages zwischen Frankreich und Baden vom 5. April 1840, Art. 19 sind die Breiten des Rheinstromes von Basel bis gegen Schönau (Km. 82,02) zu 200 m festgesetzt worden, von da bis Km. 88,01 findet eine allmähliche Erweiterung statt, die bis Km. 105 bei Ichenheim anhält. Von hier bis zur Lauter (Km. 183,14) erfolgt eine Verbreiterung auf 250 m. Diese Mafse bezeichnen nur die Entfernung der Parallel- bezw. Korrektionswerke, oder die Breite des Wasserspiegels bei mittleren Pegelständen bis zu 4 m Strafsburger Pegel. Breitenbestimmungen für ein Niederwasserbett sind ebensowenig als Festsetzungen für Profilformen und die sichere Erhaltung desselben ergangen; jedem Staat blieb in dieser Beziehung vollste Freiheit der Entschlüsse.

Darüber, wie diese Mafse entstanden sind, giebt der Enquête-Bericht des Oberingenieurs Conturat vom 13. April 1840 Auskunft.[16]) Es geht aus demselben hervor:

1. dafs die Breite des Rheines von 200 m bei Basel und 250 m unterhalb Lauterburg bestimmend für die Strombreite im Unter-Elsafs war;
2. dafs die Ausführung der Stromkorrektion verschieden von dem Entwurfe ist, dafs besonders der vorgesehene Parallelismus der Hochwasserdämme mit den Korrektionswerken in 4 m Abstand von denselben glücklicherweise ganz aufgegeben wurde;
3. dafs die Praxis und nicht die Theorie die Strombreiten bestimmt hat;
4. dafs sie nur mit Rücksicht auf die Abführung der Hochwasser bestimmt sind;
5. dafs die Herstellung eines Nieder- oder Mittelwasserprofils nicht für möglich angesehen worden ist, denn sonst hätte die Breite verschieden, mit dem Gefälle und der Wassermenge des Stromes wechselnd, bestimmt werden müssen;
6. dafs eine Befestigung der Sohle des Rheines für nicht notwendig gehalten wurde.

Dafs dies nicht geschehen, ist eine der wesentlichsten Ursachen zu den fortgesetzten Angriffen des Stromes auf sein Bett. Der Wasserbautechniker darf wohl ein generelles Vorprojekt auf mittlere Gefälle basieren; bei der Ausführung aber mufs er die thatsächlich vorhandenen Gefälle berücksichtigen und nach ihnen die Breiten der Querprofile so bestimmen, dafs er in diesen einen vorgeschriebenen Wasserstand mit Sicherheit halten kann.

Kehren wir indessen zur Beschreibung des Rheinbettes zurück.

Eine Hauptrinne von rund 70 m Breite schlängelt sich durch die Sohle des von den Korrektionswerken eingefafsten Mittelwasserbettes. Ihre gröfste Tiefe liegt bei Niederwasser mit 8 bis 10 m in der Nähe des konkaven Ufers. Eine oder mehrere Nebenrinnen[17]) durchbrechen eine langgestreckte Kiesbank, die da und dort schräg oder normal zur Stromachse von Querrinnen geteilt ist. An andern Stellen liegt auch die Kiesbank am rechten oder linken Ufer fest an; die Nebenrinne ist versandet und es ist nur ein einziger Stromschlauch vorhanden. Es kommt ebenfalls vor, dafs die Stromspaltung gleich, d. h. die Nebenrinne so grofs wie die Hauptrinne ist; dafs beide also im Begriffe sind, ihre Bedeutung zu wechseln.

Ist die Strömung in der Nebenrinne dagegen schwach, ihr Profil irgendwo verengt, so legt sich bei sinkendem Pegel Kies und Sand in ihr an, der das Wasser auf-

[16]) Vergl. Anhang.

[17]) Vergl. S. 20.

wärts derart staut, dafs ein Höhenunterschied der Wasserspiegel in der Haupt- und Nebenrinne von ca. 50 cm entsteht, je nachdem der Nebenarm lang ist.

Daraus folgen dann:

1. Die Querströmungen durch die Kiesbank aus der Nebenrinne in die Hauptrinne, die bis zu rückläufigen Strömungen ausarten;
2. der starke Übersturz des Wassers am unteren Ende der Nebenrinne;
3. die Wirbel- und Kehrwasser beim Zusammentreffen der Strömungen aus der Haupt- und Nebenrinne und als Folgen derselben die Unterwaschung der Böschungen der Korrektionswerke und die Kolke im Strombette;

Die Durchflufsmenge *(M)* und das Gefälle *(H)* bestimmen das benetzte Querprofil *(Q)*, folglich ändert sich *Q* für jedes einzelne *H* und es ist erklärlich, dafs man Niederwasserquerprofile sehr verschiedener Gröfse findet, die beide wenig verschiedene Wassermengen abführen.

Es wurden z. B. vom 19. bis 21. Februar 13 Niederwasserquerprofile aufgenommen, deren benetzter Flächeninhalt der folgende war:

Tabelle VIII. **Niederwasserquerprofile.**

Lfde. Nr.	Lage des Querprofils km	Fläche des Durchflufsquerprofils qm	Wirklich gefundenes relatives Sohlengefälle zwischen den 2 nächsten Schwellen
1	126,830	185,35	0,000574
2	134,800	286,85	0,000406
3	139,650	336,00	0,000332
4	142,100	358,15	0,000381
5	147,225	480,00	0,000392
6	147,950	323,45	0,000192
7	151,075	352,75	0,000382
8	155,600	289,60	0,000418
9	159,750	315,70	0,000247
10	164,965	299,10	0,000436
11	171,390	393,20	0,000547
12	177,050	348,02	0,000292
13	179,000	378,70	0,000316

Das arithmetische Mittel dieser Flächeninhalte beträgt 334,37 qm; der mittlere Flächeninhalt zwischen dem kleinsten und dem gröfsten Querprofil

$$\frac{185{,}35 + 480}{2} = 332{,}17 \text{ qm.}$$

Die Niederwasserquerprofile für die Regulierung zwischen Strafsburg-Lauterburg müssen entsprechend den Gefällen zwischen den Grenzen von 185 und 480 qm bestimmt werden.

Von den aufgenommenen Querprofilen hatte das

in Km. 126,830 = 185,35 qm Querschnittsfläche bei 1,92 m } Geschwindigkeit
" " 134,800 = 286,65 " " " 1,25 " } i. d. Sekunde,

was Durchflufsmengen von 345,87 bezw. 358,31 cbm pro Stunde entspricht, die von der absolut kleinsten beobachteten Durchflufsmenge des Rheines bei Kehl nicht weit entfernt sein dürften.

Beide Profile lagen in Kurven von 2545, bezw. 1145 m Radius, an dem elsässischen Parallelwerk. Der in Km. 127 mündende Kleine Rhein war trocken, die Kinzig brachte einige cbm Wasser in der Sekunde.

Nach den vom Centralbüreau für Meteorologie und Hydrographie in Karlsruhe 1889 veröffentlichten Angaben ergaben sich die in Tabelle IX zusammengestellten Gröfsen der Flächen des Durchflufsquerschnittes bei verschiedenen Wasserständen.

Tabelle IX. **Flächengröfsen verschiedener Durchflufsquerschnitte.**

Lage des Querprofils km	Hochwasser vom Dezember 1882 qm	Mittelwasser. Mittlerer Jahreswasserstand 1881—86 qm	Niederwasser vom Februar 1882 qm
131,577	2562	717	302
138,510	3230	720	360
143,115	1945	611	330
147,578	7055	688	428
151,838	3035	799	402
160,560	1905	731	356
168,610	3725	642	350
173,840	2875	773	446
177,710	off. Flutprofil	779	460
185,500	4960	687	360
Rheinpfalz			

Aus diesen Zahlen ist ersichtlich:

1. Der Lage des kleinsten Niederwasserprofils entspricht nicht die Lage des kleinsten Mittel- und Hochwasserprofils;
2. die Verschiebungen der Gröfse der Nieder- und Mittelwasserprofile müssen die Verlegung des Thalweges und Störungen in dem leicht veränderlichen Rheinbette zur Ursache bezw. zur Folge haben;
3. den Veränderungen der Querprofile müssen eben solche des Gefälles folgen;
4. das mittlere Querprofil hatte vom 19.—21. Februar 1895 = 344,37 qm, im Februar 1882 dagegen 380 qm Querschnittsfläche; dies wird durch den Unterschied der zugehörigen Pegelstände, die bei Strafsburg vom 19.—21. Februar 1895 = 1,10—1,11 m, im Februar 1882 im Mittel 1,70 m betrugen, erklärt;
5. die Schwankungen des Durchflufsquerschnittes bei Mittelwasser (779—611 = 168 qm) sind verhältnismäfsig zu der abgeführten Wassermenge viel kleiner als bei Niederwasser (460—302 = 158 qm im Februar 1882 und 480—185 = 295 qm im Februar 1895).

Es ist aus dem Vorhergesagten erklärlich, dafs es ein reiner Zufall wäre, wenn man ein geschlossenes Niederwasserprofil mit dem mittleren, aus dem Unterschiede der Höhenlage der 2 benachbarten Pegel und ihrer Entfernung sich ergebenden relativen Gefälle fände, welches als natürlich ausgebildetes Musterquerprofil des Rheines bezeichnet werden könnte. Die Verhältnisse im Wildbett haben so wenig Ähnlichkeit mit denen im regulierten Flusse, dafs bindende Schlüsse aus der Vergleichung der Querprofile allein nicht aufgestellt werden können.

Ersichtlich ist, dafs eine Anzahl Profile bei der Regulierung je nach dem Gefälle vergröfsert werden müssen, damit sie dann gröfsere Wassermengen abführen und der Hochwasserspiegel sich oberhalb senkt. Andere sind dagegen zu verbauen und bis auf die Gröfse des mittleren Durchflufsprofiles zuzufüllen.

Dafs das Vorkommen von Niederwasserprofilen, deren Grenzwerte zwischen 185,35 qm und 480 qm benetzter Querschnittsfläche liegen, während die relativen Gefälle

0,000574 m und 0,000492 m betrugen, auch im Mittel- und Hochwasserbett noch fühlbar wird, ist einleuchtend. Besonders bemerklich wird eine schroffe Profileinschränkung, wenn sie zufällig in einer Konkaven an eine Stelle zu liegen kommt, an der die Hochwasserdämme nicht allzuweit von den Ufern abgerückt sind und das zwischen ihnen und dem Strome liegende Land dichten Unterholzbestand hat. Dann macht sich die Verengung des Niederwasserbettes bei Mittelwasser und selbst bei Hochwasser im Strome oberhalb sogar in gefahrdrohender Weise bemerklich. Der Spiegel desselben steigt örtlich über die Höhe früherer Fluten, die Wassermassen erreichen die Krone des Hochwasserdammes oder strömen darüber und zerreifsen ihn. Die Erhöhung dieser Schutzdämme allein ist also noch keine Bürgschaft für ihre Widerstandsfähigkeit, so lange schroffe Profilveränderungen zu fürchten sind, wohl aber ist es die Verhütung der Bildung zu enger Profile, d. i. die Regulierung.

Wo der Rheinstrom sein Bett vertieft, dasselbe durch Eingrabung in die Sohle erweitert hat, ist für die Hochwasserdämme keine Gefahr mehr vorhanden, ohne Befürchtung könnten sie weggenommen werden, wenn es besondere Interessen wünschbar machten.

Die Vergröfserung der Geschwindigkeit der Strömung, die der Verengung eines Querprofiles unterhalb folgt, ist die Ursache zum schnelleren Abtrieb der nächsten Kiesbank und zur Vermehrung des Stromangriffes auf dasjenige Korrektionswerk, gegen welches sich der Thalweg zunächst wendet. Dort wird der Vorfufs wie die Böschung angefressen und mufs bei dem jetzigen Bausysteme durch Nachdeckung mittels Steinen oder Stein- oder Kiessenkfaschinen gesichert werden.

Dafs der ewige Kampf mit der Macht der Strömung Zweifel an der Richtigkeit der bisherigen Profilbemessung einflöfst, ist begreiflich. Der Strom bildet sich wohl sein Bett nach dem konvexen Ufer aus, wenn das konkave Ufer befestigt ist, aber er arbeitet kein mittleres Gefälle, keine mittlere Querprofilfläche mit angemessener regelmäfsiger Form und gleichmäfsiger Tiefe im Thalwege selbst aus; menschliche Einsicht und Macht müssen ihm helfen, sein Bett, ein dauerndes sicheres Bett mit fester Sohle, sich selbst zu bereiten und Gleichgewicht zwischen der Kraft der Strömung und dem Widerstande der Geschiebe herstellen.

m. Die Kurven.

Derselbe Vertrag bestimmte:

„Von der Durchführung langer, gerader Linien oder grofser flacher Bogen und den hierbei nicht zu umgehenden Durchschneidungen grofser Inselkomplexe mufs im allgemeinen abgestanden werden. Das Minimum des Halbmessers, der nur unter besonderen Umständen in Anwendung kommen darf, wird zu 1000 m für den äufseren Bogen festgesetzt.“

Es entspricht das der Theorie, die für den Halbmesser von Stromkurven die Formel $a \cdot v^2$ annimmt, worin a die Breite des Stromes und v die Geschwindigkeit der Strömung bedeutet. Bei 250 m Breite des Bettes und 2 m Wassergeschwindigkeit wäre demnach der zutreffende Halbmesser $250 \cdot 2^2 = 1000$ m. In der Praxis ist man aber am Rhein auch schon unter dieses Mafs herabgegangen. Es ist das um so mehr zu bedauern, als uns die Erfahrung gelehrt hat, dafs die Flufsbetten in den Kurven noch mehr erweitert werden müssen. In Holland erachtet man Verbreiterungen der Flufsbetten selbst noch in Kurven von 10000 m Radius bei 0,00001 Gefälle notwendig.

Der Parallelismus der Korrektionswerke des Rheines bleibt einstweilen eine offene Frage für die Regulierung, an deren Lösung mit Vorsicht heranzugehen ist.

Von den Kurven der Parallelwerke weichen die Kurven, die sich der Rhein bei fallendem Wasser selbst in sein Bett gräbt, weit ab. Sie werden vom Mittel- zum Niederwasser immer schärfer und ihr Radius geht bis auf 300 m herunter (Thalwegsaufnahme vom 5. März 1895, Km. 132,450 bis 132,650).

n. Das derzeitige Niederwasserbett.

Den Verschiedenheiten des Gefälles, der Tiefen und der Centrifugalgeschwindigkeit des Wassers, welche von dem Halbmesser der Kurven des Stromes abhängig sind, sowie der davon ebenfalls bedingten Erweiterung des Strombettes im Scheitel der Kurven tragen die 3 schon früher erwähnten Breitenabmessungen von 200, 225 und 250 m ebensowenig Rechnung, als den Ansprüchen an ein für die Schiffahrt genügend tiefes unveränderliches Niederwasserbett.

Die Ausbildung desselben im Mittelwasserbett zwischen den Korrektionswerken blieb dem Strom überlassen, der sich seinen veränderlichen Wassermassen, Kräften und Widerständen entsprechend, jeweils einrichtet und von einem Ufer zum anderen schlängelt. Nicht im Sommer, nur bei den kleinen Winterwasserständen zwischen November und März liegt das Niederwasserbett klar vor Augen. Eine Wasserrinne von 70 bis 80 m Breite schlängelt sich durch das von den Parallelwerken eingeschlossene Bett, in den Konkaven desselben oft, aber nicht stets, dem landeinziehenden Ufer folgend, während die verbleibende Breite der Stromsohle von etwa 170 bis 180 m nach dem vorspringenden Ufer zu trocken liegt. Hier und da, in einem Woog, füllt der Wasserspiegel die ganze Fläche zwischen den Ufern aus; an einer anderen Stelle teilt sich der Strom in zwei Rinnen und schliefst eine langgestreckte Kiesbank zwischen sich ein, die selbst von Querrinnen wieder zerrissen ist. Die Windungen des Niederwasserbettes haben um so kleinere Halbmesser, die bis zu 300 m heruntergehen, je längere Zeit die niedrigen Pegelstände dauern, je mehr Frist dem Strome bleibt, die Sohle des Rheinbettes auf den Übergängen zwischen 2 Kiesbänken, den Schwellen (Barren, Geritten) zu vertiefen.

Der Anblick dieses verwilderten Niederwasserbettes macht es deutlich, dafs der Erfolg der Rheinkorrektion für die Schiffahrt nur der gewesen ist, ein festes Hochwasser- und Mittelwasserbett mit etwa 20 cm gröfseren Tiefen über den Schwellen zu schaffen, als vorher vorhanden war; dafs dagegen die Lösung der Aufgabe, auch dem Niederwasser einen geordneten Lauf zu geben, in welchem die Kiesbänke und Untiefen verschwinden, noch aussteht.

Defontaine sagte 1833 darüber:

„Bei den gegenwärtigen Verhältnissen des Rheines würde es unmöglich sein, ein Niederwasserbett zu schaffen.

Die kleinsten Niederwasser erscheinen nun in weit voneinander entfernten Perioden und ihre Dauer ist ausnehmend kurz. Man könnte nur selten unbedeutende Arbeiten ausführen, die unfehlbar von dem nächsten Hochwasser zerstört werden würden.

Würden sie gegen jede begründete Erwartung nicht hinweggeschwemmt, so würden sie Hindernisse im Strome bilden, die zu noch heftigeren Störungen Veranlassung gäben, als die schon zu zahlreichen natürlichen Ursachen es thun; sie würden der Schiffahrt in hohem Mafse gefährlich werden.“

Nachdem aber das Mittelwasserbett für eine Durchflufsmenge von rund 1000 cbm in der Sekunde zwischen Hüningen und Lauterburg ausgebaut ist, ist die Aufgabe, das

Niederwasserbett für rund 400 cbm sekundliche Wassermenge herzustellen, erleichtert und wenn sie mit dem bisher üblichen Verfahren der Technik unlösbar oder nur mit zu grofsem Aufwande an Zeit und Geld lösbar erscheint, so mufs eben nach anderen, billigeren Mitteln gesucht werden, mit denen das vorgesteckte Ziel erreicht wird.

Die Fortschritte, die die Technik seit 1833 gemacht hat, müssen dazu benutzt werden, die Stromsohle durch Grundschwellen zu befestigen und dem Niederwasserbett durch Leitwerke und Buhnen ein unzerstörbar festes Gerippe zu geben, in dem die Schiffahrt stets die nötige Wassertiefe findet, die Kiesbänke die Tiefen ausfüllen und in dem, infolge des streckenweise verglichenen mittleren Längengefälles, eine so geringe Geschwindigkeit eintritt, dafs sie ohnmächtig ist, die Geschiebe wie bisher aus der Sohle auszuwaschen, aber kräftig genug bleibt, auch zur Zeit der kleinsten Wasserstände kleinen Kies und Sand fortzuführen, um den Stromschlauch frei und rein zu halten.

o. Die Eisversetzungen und ihre Folgen.

Während die Bildung von Grundeis keine wesentlichen Veränderungen des Rheinbettes nach sich zieht, ist es nicht ebenso bei der Versetzung von Treibeis. Fällt das Thermometer unter — 10° R. und tritt etwa zugleich scharfer Nordwind ein, so häufen sich die im Oberrheine treibenden Eisschollen so, dafs es nur noch dreier anderen Faktoren bedarf, um sie zum Stehen und zur massenweisen Anhäufung zu bringen.

Diese sind: 1. Niederwasserstand,
2. ein enges Profil in einer scharfen Kurve und
3. mäfsiges Gefälle in demselben.

Vom Augenblicke der Eisversetzung an staut sich das Wasser, schiebt die Eisklötze unter steigendem Druck immer fester zusammen, sucht sich einen Ausweg durch eine Nebenrinne, dieselbe erweiternd, hebt und bricht auch wohl die Eisstopfung durch und folgt mit den zwischen den Eisschollen eingeklemmten Decksteinen der Böschungen wieder der vorherigen Richtung. Oder das zwischen Ufer und Kiesbank eingeklemmte Eis bleibt stehen und das Wasser spült darunter sein Bett aus, die nachtreibenden Schollen unter der Eisdecke durchführend, auf der Sohle wühlend und das Profil erweiternd. Dann greift es den Fufs der steingedeckten Uferböschung an, untergräbt ihn und bereitet eine Rutschung vor oder bewirkt sie, die abgleitenden Senkfaschinen und Steine weit in den Strom schleppend und sie dort verteilend.

Diese Eisversetzungen sind ja zwar nicht häufig, aber besonders bei kleinem Niederwasser für die Unterhaltung der Uferbauten bedrohlich. Auch an anderen Flüssen, die mit steinernen Buhnen und Leitwerken reguliert sind, ist der Eisgang bei Niederwasser gefürchtet, weil die Eisschollen an die Köpfe der Buhnen anprallend oder über ihre Rücken wegschleifend die Abpflasterung beschädigen, diese zerstören, bezw. ihre Zerstörung durch die später folgenden Mittel- und Hochwasser einleiten.

Im Oberrhein stellte sich z. B. in der Nacht vom 4.—5. Januar 1894 das Eis vorübergehend bei Gerstheim und rifs beim Durchbrechen mehrere Joche der dortigen Schiffbrücke weg; auch bei Mothern fand damals eine Eisversetzung von einigen hundert Metern Länge statt, die gegen 14 Tage lang andauerte; in beiden Fällen erlitt das Querprofil des Stromes schnelle Veränderungen.

Wenn einmal eine einheitliche Niederwasserrinne im Rheine geschaffen worden ist und Nebenrinnen nicht mehr vorhanden sind, so wird die Bildung von Bankeis und die Möglichkeit einer Eisversetzung abnehmen.

Trotzdem wird der Eisgang auf dem Rheine stets mehr als auf der Rhone zu fürchten sein. Nach Girardon dauern die Unterbrechungen der Schiffahrt auf der Rhone durch das Eis 6 Tage im Kalenderjahr. Bei der Beweisführung, dafs die Regulierung des Rheines mit Steinbauten den gleichen Erfolg wie an der Rhone haben müsse, darf neben anderen Verhältnissen, die zu Gunsten dieses Systems für die Rhone-Regulierung sprechen, der Einflufs des klimatischen Unterschiedes zwischen Lyon-Marseille und Basel-Lauterburg nicht übersehen werden.

8. Die Ursachen der Verwilderung des heutigen Rheinbettes.

Die Ursachen der Verwilderung des Bettes vieler Bäche und Flüsse, insbesondere des Bettes des Oberrheines, sind nach dem Vorhergesagten:

1. Die das Gefälle, die Kurven, die Abzweigung von Altwassern und den Zulauf von Nebenflüssen nicht berücksichtigenden, für das Niederwasser zu breiten Querprofile;
2. die mangelnde Befestigung der Stromsohle.

Durch die bisher angewandte Korrektionsweise können diese Ursachen nicht beseitigt werden, demgemäfs müssen ihre Folgen, nämlich:

1. Die Wanderung der Geschiebe,
2. das Aufwerfen von Kiesbänken,
3. das Serpentinieren des Stromes,
4. die aufsergewöhnlichen Tiefen,
5. die Teilung des Stromes in Haupt- und Nebenrinne,
6. die übertrieben grofsen lokalen Sturzgefälle (*rapides*),
7. die zu hoch liegenden und zu breiten Schwellen,
8. die Kolke,

dieselben bleiben wie bisher, oder es mufs durch eine andere Bauweise Hilfe geschaffen werden.

9. Die derzeitige Befestigung des Mittelwasserbettes.

Soviel bekannt, sind blofs an einigen Stellen des Oberrheines bei Rheinau und unterhalb Drusenheim in Km. 150 bis 151 Versuche zur Befestigung der Sohle des Rheines in den schärfsten Krümmungen, von denen die letztere einen Radius von nur 775 m hat, zu französischer Zeit vor oder bei Beginn der Korrektion gemacht worden.

Der Strom hat zwischen Drusenheim und Fort Louis ein mittleres relatives Gefälle von 0,000516, während das thatsächliche Gefälle im Frühjahr 1895 nach der Höhenlage der Kiesschwellen dort bis zu 0,001466 betrug (siehe S. 16). Die Stromsohle und das in der Konkaven liegende linke Ufer waren je nach der wechselnden Lage der Kiesbänke dem Angriffe des Wassers so ausgesetzt, dafs zur Abdeckung der Böschung bis auf 10 m Tiefe unter Niederwasser schon vor 1870 = 21 bis 29 cbm Steine für einen Meter Uferlänge verwandt worden sind. Seither wurde dort mit 33 bis 41 Reihen Steinsenkwürsten nachgedeckt, was unverhältnismäfsig hohe Ausgaben verursachte.

Zur Befestigung des Strombettes sind, wie vorhergesagt, zu französischer Zeit 7 versenkte Buhnen von zusammen 225 m Länge mit Steinen geschüttet worden. Wie weit sie der weiteren Auswaschung desselben vorgebeugt haben, bleibt dahingestellt; sicher ist nur, dafs ihr Wellenschlag von den Schiffern stets gefürchtet war, bis man

sie im Winter 1894 etwas niedriger legte, weil sie bei Niederwasser zum Schiffahrtshindernis wurden.

Die Stromkorrektion hat sich, diesen einen Fall ausgenommen, auf die Herstellung und Erhaltung der beiden parallelen Ufer beschränkt, die Stromsohle ist unbefestigt geblieben. Die lebendige Kraft des Wassers findet auf ihr keinen anderen Widerstand, als den Zusammenhang, die Reibung und das spezifische Gewicht der Geschiebe, aus denen sie besteht. Sie kann ihre Thätigkeit gegen die Stromsohle ungehindert ausüben, und hat sie überall je nach dem Gefälle gesenkt, da einzelne Hebungen, deren Dasein behauptet wird, nur von vorübergehender Dauer sein können.

Die Böschungen des Rheinkorrektionswerkes sind zum Schutz vor dem Angriffe des Stromes unter Niederwasser mit Senkfaschinen (sogen. Senkwürsten), abgedeckt. Darauf liegt zur Herstellung eines horizontalen oder wenig geneigten Bankets, des sogen. Vorfufses, eine Steinpackung. Der auf Niederwasserhöhe angelegte Vorfufs ist abgepflastert, ebenso die Böschung des Korrektionswerkes und die Krone desselben auf 2 bis 4 m Breite, an den Stellen, wo sie nicht hochwasserfrei ist. Hinter dem Pflaster ist sie durch Berauhwehrung geschützt. Die Neigung des Böschungspflasters beträgt am linken Ufer $1:1^1/_2$ bis $1^3/_4$, am rechten Ufer wird es meist mit einer Neigung von $1:2$ angelegt.

Die Pflasterung entspricht ihrem Zwecke des Uferschutzes, wenn sie aus wetterbeständigen Steinen mit vollkommen guter Verspannung jedes einzelnen Steines zwischen den benachbarten Steinen, sowie möglichst kleinen Fugen hergestellt und auf grobem Kies, der nicht aus den Fugen herausgewaschen werden kann, gebettet ist.

Nächst den Einflüssen der Atmosphäre und des fliefsenden Wassers sind den Steindeckungen die Einwirkungen des Eises, besonders bei Eisstopfungen und beim Eisgang schädlich. Das Eis setzt sich zwischen die grofsen Fugen der Steine, klemmt diese ein und trägt sie infolge seines geringen spezifischen Gewichtes bei wachsendem Wasser mit fort in den Strom. In die entstehenden Lücken dringen die Wellen, spülen den Kies aus und setzen das Zerstörungswerk fort, bis wieder eine neue Steindeckung aufgebracht wird.

Für die Rhein-Neubauten und die Erhaltung derselben am linken Ufer haben die französische und deutsche Regierung seit 1842 bis 1895 rund $17{,}4 + 19{,}8 = 37{,}2$ Millionen Mark ausgegeben.

Trotz der fortwährenden Steindeckungen der Ufer kann aber das Rheinkorrektionswerk an keiner Stelle als absolut sicher bezeichnet werden, weil die Flufssohle, auf der es ruht, veränderlich ist. Es fehlt ihm das feste Fundament. Der Strom wirft sich spülend gegen das Ufer, Querströmungen fressen es an, Kehrwasser und Wirbel unterwaschen Faschinen und Steine, ziehen sie in die Tiefe, greifen den nachrollenden Kies an, treiben ihn weg und bringen das darüber liegende Pflaster besonders bei niederen Wasserständen zum Einsturz, wenn nicht bald mit neuen Senkfaschinen nachgedeckt wird.

Da Kehrwasser, Wirbel, Kolke, wie die Bewegung der Kiesbänke und die allmähliche Tieferlegung der Sohle im unregulierten Rheinbett nie verschwinden werden, so wird der Schutz der Ufer mit Steinen ebenfalls kein Ende finden. Es ist das der fortgesetzte Kampf der Technik gegen die Kraft der Elemente mit ungenügenden Mitteln, eine zeit- und stellenweise Vergewaltigung des Stromes, anstatt seiner vollständigen Zähmung, die ihn zum friedlichen Helfer und Diener des Menschen machte.

Für die Rheinregulierung, wie für die Regulierung vieler anderen Flüsse und Bäche würden Steinbauten viel zu kostspielig. Die am Rheine teilweise bis 10 m unter

Niederwasser betragenden Tiefen und die starke Strömung erschweren die Verbauung grofser Steinmassen unter Wasser zu Buhnen und Grundschwellen sehr. Das Beispiel der Steinbefestigungen auf der Stromsohle bei Greffern beweist, dafs der Anprall oder der Übersturz der Wellen über den ungleichmäfsig lagernden Steinwurf der kleinen Schiffahrt widrige, ja gefährliche Wirbel erzeugt, die zu Klagen Veranlassung geben würden.

Das Einwerfen von Steinen, Senkwürsten aus Steinen oder mit Kiesfüllungen in das Bett des Oberrheines hat meinem Gefühl, als rauh und zu der aufserordentlichen Empfindlichkeit des Wassers nicht passend, nie zugesagt. Das Wasser ist ein zarter Behandlung sehr zugängliches und dafür dankbares Element; es thut, was der Mensch will, wenn er es richtig leitet. Gewaltmafsregeln reizen es, sie können es bändigen, aber nicht beschwichtigen.

Auch den Einbau steinerner fester Wehre in kleinere Flüsse halte ich dem Fortschritt der Technik unserer Zeit nicht mehr für angemessen, sie treiben die Hochfluten in Felder und Wiesen und werden oft die Ursachen der Verschlammung oder Versumpfung breiter Thalflächen. Selbstthätige Wehre mit Unter- oder Überlauf sind schon bessere Erziehungsmittel gegen die Unbändigkeit der Strömung. So müssen auch Sporen, Kribben, Buhnen, Grundschwellen, Leitwerke aus Steinen oder Kiessenkwürsten durch eine andere, den Eigenschaften des Wassers besser angepafste Bauweise ersetzt werden. Der in das Wasser geworfene Stein wird immer zu einem Steine des Anstofses für dasselbe, wenn er über die Oberfläche der Sohle oder der Böschung hervorragt und das Kräuseln der Wellen auf dem Wasserspiegel verrät die Bewegung der tief darunter in ihrer Richtung und in ihrem Zusammenhange gestörten Wasserfäden.

10. Die Ausgabe für die bisherige Unterhaltung des Korrektionswerkes zwischen Strafsburg und Lauterburg.

Die Kosten der Befestigung des unterelsässischen Korrektionswerkes mit Pflaster Senkwürsten und Steindeckung gehen aus den nachstehenden Zahlen hervor.

Im Wasserbaubezirk Strafsburg sind für Unterhaltung und Neubau in den 11 Jahren 1883/84 bis einschliefslich 1893/94 auf der Strecke von Km. 93 bis Km. 184,140 des Rheines im ganzen

329516 cbm	Bruchsteine verwendet worden. Davon 4% =
13180 „	als alte Steine, die schon einmal gedient hatten, abgezogen, bleiben
316336 cbm	oder jährlich 28758 cbm.

Der Bedarf an Steinen zwischen Strafsburg-Lauterburg ist geringer als der zwischen Rheinau und Strafsburg, weil das Gefälle, bezw. die Strömung mit der Länge des Laufes des Rheines im allgemeinen abnimmt und ihre schädlichen Wirkungen sich entsprechend vermindern. Der Steinverbrauch bezifferte sich auf durchschnittlich 16623 cbm jährlich; war in den einzelnen Jahren allerdings grofsen Schwankungen unterworfen. Er steigt je nach der Häufigkeit, der Höhe und der Dauer hoher Wasserstände, nimmt ab in trockenen Perioden, in denen Hochwasser ausbleiben, Mittelwasser rasch vorübergehen und Niederwasser vorherrschend sind.

Im Durchschnitt wurden pro Jahr 16623 cbm Steine und hiervon zu Senkwürsten unter Wasser rund $\frac{2}{3}$ = 11082 cbm Steine verwendet. Bei einem Bedarf von 1,60 cbm Steinen für eine sogen. Ordonnanzsenkwurst von 1 m Durchmesser und 8 m Länge wurden

daraus 6926, rund 6900 Senkwürste jährlich hergestellt, von denen das Stück durchschnittlich mit Faschinen, Draht und Arbeitslohn 14,50 M. kostet.

Danach kostete die Befestigung des elässischen Korrektionswerkes unter Wasser zwischen Strafsburg und Lauterburg in den 11 Jahren 1883 bis 1894 jährlich 90050, rund 90000 M. oder für 1 km rund 1579 M.

Eine so hohe Ausgabe, deren Minderung bei der jetzigen Bauweise niemand mit Sicherheit versprechen kann, die andauernd hohe Wasserstände oder grofse Hochwasser aber steigern werden, legen den Wunsch nahe, durch die Regulierung eine vollkommenere Sicherheit der Böschungen gegen die Minierarbeit des Stromes und geringere Ausgaben für ihren Schutz zu erlangen. Das ist eine dringliche Aufgabe für die Wasserbautechnik.

II. Die Rheinregulierung.

1. Die Notwendigkeit der Rheinregulierung.

Gute Verkehrswege sind die gröfsten Schätze eines Landes. Da die Flüsse und Ströme zu den ältesten und besten Verkehrswegen gehören bezw. bis zur relativen Vollkommenheit verbessert werden können, so liegt die Vornahme bezüglicher Arbeiten am Rhein zunächst im allgemeinen öffentlichen Verkehrsinteresse.

Wie ein Grofsstaat zum Schutze der Handelsschiffahrt auf See eine Kriegsflotte unterhält, wie er die Seehäfen, Docks und Molen baut und für die Schiffahrtszeichen sorgt, so mufs er auch zum allgemeinen Besten die Binnenschiffahrt fördern.

Die Schiffahrt auf dem Oberrheine verdient in erster Linie die Unterstützung der Uferstaaten sowie des Reiches, weil sie wirtschaftlich für das ganze Rheingebiet von Basel bis ans Meer von höchster Bedeutung, dem deutschen Reiche aber politisch wie militärisch wertvoll ist.

Auch machen die hohen Ausgaben für die Unterhaltung der bisher geschaffenen Strombauten es notwendig, den Rhein „dauernd in Ordnung zu bringen“, den Angriffen vorzubeugen, die er fortgesetzt gegen sein Bett richtet.

Diese Aufgabe erstreckt sich auf die gesamten, hohe Unterhaltungskosten fordernden Uferstrecken bis nach Hüningen.

Ferner macht die, die stellenweise Erhöhung weit überwiegende, beinahe allgemeine Senkung der Stromsohle, deren Folgen

a. der Nachbruch der befestigten Ufer,
b. die Senkung des Grundwasserstandes und die Verarmung der Vegetation sind,

eine baldige Befestigung der Stromsohle, sowie ihre stellenweise Hebung unbedingt erforderlich, soweit die Folgen von schädlichem Einflusse für die Forst- und Landwirtschaft waren.

Dafs die Rheinregulierung eine der gröfsten wirtschaftlichen Aufgaben im deutschen Vaterlande ist, weifs Jedermann. Sie ist aber auch eine der dankbarsten, weil der Rhein sehr günstige Wasserverhältnisse besitzt. Die Menge seines Niederwassers zum Hochwasser stellt sich bei Strafsburg wie 1 : 15, an der Elbe bei Torgau wie 1 : 20, bei der Rhone unterhalb der Durance wie 1 : 33, bei der Mosel (Kochern) wie 1 : 49 und bei der Loire (Nevers) wie 1 : 331. Die Aufgabe der Rheinregulierung wäre von der Vergangenheit uns nicht vererbt worden, wenn ihr technische Mittel zu Gebote gestanden hätten, sie schnell, sicher und billig zu lösen.

Wir wollen sie der Zukunft nicht überantworten, ohne einen Versuch, sie zu meistern, gemacht zu haben, zu dem uns die so hoch entwickelte Technik der Gegenwart die Mittel an die Hand giebt.

Zunächst ist auf die angegebene Rechtslage, sodann auf die Urteile Sachverständiger hinzuweisen, die betreffs der Rheinregulierung in den letzten Jahrzehnten veröffentlicht worden sind.

2. Die rechtliche Verpflichtung der beiden Uferstaaten zur Regulierung des Rheines.

Die rechtliche Verpflichtung der beiden Uferstaaten zur Regulierung des Rheines wird aus § 19 des Vertrages zwischen Frankreich und Baden vom 5. April 1840 hergeleitet. Derselbe lautet:

„Die beiden Regierungen kommen überein, künftig die Bauten an jedem Ufer des Rheines nur zum Zwecke der Verteidigung und auf eine Weise ausführen zu lassen, um nach und nach eine Regulierung seines Laufes zu Stande zu bringen."

Das Wort „Verteidigung", „*defense des rives, defense des berges*", besagt, die Bauten sollten nur zum Schutze der Ufer in wasserbautechnischem Sinne gegen den Stromangriff zwecks Erhaltung des gegenseitigen Besitzes errichtet werden und bedeutet, mit dem deutschen Text zusammengehalten, sinngemäfs die Befestigung der Ufer und der Sohle des Stromes gegen die Spülkraft des Wassers, weil ohne dieselbe die Ufer nachbrechen und eine Regulierung seines Laufes nicht zu erzielen ist. Die Ingenieure waren entweder über das letzte Ziel der Regulierung oder über die beste Bauweise, mittels deren es erreicht werden sollte, 1840 selbst noch nicht sicher.

Das gewählte Bausystem hat bisher nach 55 Jahren nur die Korrektion des Rheines gefördert, seiner Regulierung ist sie nicht ausreichend dienlich gewesen. Es läfst sich aus dem § 19 nicht nur die Verpflichtung beider Uferstaaten zur Regulierung, sondern auch die Verpflichtung der Anwendung einer anderen, das gestellte Ziel sicher erreichenden Bauweise herleiten.

Im Falle unlöslicher Meinungsverschiedenheiten der beiden Uferstaaten könnte die Entscheidung des Reiches von rechtswegen angerufen werden.

Es sagt § 4 der Reichsverfassung:

„Der Beaufsichtigung seitens des Reiches und der Gesetzgebung desselben unterliegen die nachstehenden Angelegenheiten:

pp. pp. § 8. Die Herstellung von Land- und Wasserstrafsen im Interesse der Landesverteidigung und des allgemeinen Verkehrs.

§ 9. Der Flöfserei- und Schiffahrtsbetrieb auf den mehreren Staaten gemeinsamen Wasserstrafsen und der Zustand der letzteren u. s. w."

Schon einmal — 1883 — ist auf Grund dieser Paragraphen der Reichsverfassung eine Kommission zur Untersuchung der Stromverhältnisse des Rheines berufen worden.

Eine die Rheinregulierung sicher, dabei schnell und billig erreichende Bauweise würde eine Berufung des einen oder anderen Bauherrn auf die Reichsverfassung wohl vermeiden; sie würde die beste Grundlage für ein einiges Zusammenwirken der beiden Uferstaaten bilden.

3. Der heutige Schiffahrtsweg im Oberrhein und Vorschläge zur Verbesserung desselben.

Während der Thalweg den ununterbrochen gröfsten Tiefen des Rheines folgt, folgt die grofse Schiffahrt einer allein durch die Pegelstände und durch die Praxis des Dampfschleppbetriebes gegebenen, in ihrer Richtung wechselnden Linie, die ihr aufser vollkommener Sicherheit für Schiff und Ladung, die schnellste Fahrt und den geringsten Kohlenverbrauch gewährleistet. Berg- und Thalfahrt, Tiefgang der Fahrzeuge, Wasserstand und Windstärke, sowie dessen Richtung, das Vorhandensein einer Haupt- und einer Nebenrinne, die Waghalsigkeit oder Zaghaftigkeit des Lotsen sind mitbestimmende Momente für die Wahl der Schiffahrtslinie. Für den Kapitän ausschlaggebend ist die Rücksicht auf sein Schiff, seine Ladung und die Billigkeit des Betriebes, besonders die Ersparnis an Heizmaterial.

Bei guten Wasserständen ist die Schiffahrtslinie ziemlich gestreckt; bei Niederwasser schlängelt sie sich und läuft in scharfen Kurven bis zu 300 m Halbmesser über die Schwellen.

Der Kapitän führt seinen Schleppzug zu Berg oberstrom des Thalwegs im stillen Wasser gegen die untere Spitze einer Kiesbank zu, um den kleinen Vorteil der Fahrt im ruhigen Wasser daselbst zu gewinnen und das letzte Schiff des Anhanges möglichst mitten im Thalwege über die Schwelle zu bringen; er sucht zu vermeiden, dafs es mit seinem Hinterteil die Spitze der unteren Kiesbank streift oder gar darauf festsitzt. Bei der Thalfahrt, die die Schleppzüge meistens leer oder mit geringer Ladung machen, nehmen sie bei gutem Wasserstande den gestrecktesten Weg, sobald er genügende Tiefe hat, um die Kurven abzuschneiden und an Fahrzeit zu gewinnen. Ersparnis an Arbeitszeit ist für einen Dampfer Ersparnis an Kohlen.

Bei Niederwasser müssen sich die abwärts gehenden Dampfer in der schlängelnden Thalwegsrinne halten, weil die Nebenrinnen meist schmal und nicht ohne Gefahr zu nehmen sind. Beim Übergange über die Schwellen wählen sie eine mehr gestreckte Richtung, der auch die Anhänge folgen.

Nur unter besonders zwingenden Umständen führen die Kapitäne ihre Schleppzüge durch eine Nebenrinne zu Berg. Ist dieselbe kürzer als der Thalweg, so ist die Strömung darin entsprechend stärker und es mufs mehr Kraft angewandt werden, um sie zu überwinden.

Hinter der Kiesbank steht ruhiges Wasser, in dem die Steuerung der Anhänge schwierig ist. Versagt das Steuer, so wird der Bug des Schiffes zur Seite getrieben und mufs vom Lande aus mittels Seilen in der Linie der Fahrt gehalten werden.

Entgegengesetzt liegen die Verhältnisse bei der Thalfahrt durch eine Nebenrinne, aber ihre Breite ist selten genügend grofs und Ein- und Ausfahrt bieten ebenfalls oft Schwierigkeiten.

Der Schiffahrtsweg ist ein anderer für einen Schleppdampfer mit einem Anhange; ein anderer für einen solchen mit 2 oder 3 Anhängen und wieder ein anderer für die neuesten Schleppdampfer mit Dampfsteuerung und die älteren ohne dieselbe.

Aus dem Vorhergesagten ist ersichtlich, dafs der Thalweg und die Schiffahrtswege verschiedene Linien sind. Bei der Veränderlichkeit der Stromsohle des Rheines haben diese Wege nicht die gleichen Wassertiefen, woraus sich die ewigen Klagen der Schiffer gegen die Rheinbaubeamten über die unzutreffenden Tiefenangaben der letz-

teren erklären. Die Peilungsergebnisse im Thalwege werden zweimal wöchentlich durch die Zeitungen veröffentlicht. Im regulierten Strome bedarf es nur seltener Peilungen, sodafs die hohen Kosten, die sie dem Staate verursachen, dann wegfallen. Durch die Regulierung eines Stromes wird ferner Thalweg und Schiffahrtsweg bei Nieder- und Mittelwasser ziemlich zusammengelegt. Für die Rheinstrecke Strafsburg-Lauterburg bedeutet das eine Abkürzung des Dampfschiffahrtsweges von rund 3 km und glatte Fahrt in gleichmäfsiger von oben nach unten abnehmender Strömung in genügend tiefer Wasserrinne. So geschätzt diese Vorteile sind, so schwierig sind sie ziffermäfsig zu bestimmen. Erst die Praxis vieler Fahrten und genaue Buchführung wird später die Kohlenersparnis des Betriebes auf dem regulierten Strom gegen den soviel höheren Bedarf auf dem nur korrigierten Rheine nachweisen.

Über die Verbesserung der Schiffbarkeit des Oberrheines sind sehr verschiedene Ansichten geäufsert worden, die in den unten angeführten Quellen niedergelegt sind.[18])

Es wird nicht beabsichtigt, in eine nähere Darlegung der auseinandergehenden Ansichten der drei Autoren hier einzutreten. Des Kollegen Angele zu früh geschlossener Mund vermag keine Antwort mehr zu geben; die beiden anderen Herren haben auf Grund neuer Erfahrungen wahrscheinlich neue Gesichtspunkte gewonnen, die sie zu einem Aufgeben oder einer Änderung ihres früheren Standpunktes veranlassen und hoffentlich eine Übereinstimmung ihrer Ansichten herbeiführen dürften. Denn gegenseitiges Einvernehmen der leitenden Techniker beider Uferstaaten Elsafs-Lothringen und Baden in allen Fragen der Rheinregulierung würde ihr halbe Arbeit schaffen und von allen Seiten mit Freude begrüfst werden.

4. Besonderer Nutzen der Rheinregulierung für die Schiffahrt.

Die Rheinregulierung wird der Schiffahrt die schätzenswertesten Vorteile bringen. Sie wird:

1. Die Schwellen im Thalwege des Rheines auswaschen und senken, sodafs dieselben keine Hindernisse für eine Fahrt mit 2 m Tauchtiefe bilden und folglich
2. die Ladefähigkeit der Schiffe, bezw. ihre Eintauchung bei Niederwasser bis auf 2 m Tiefe vermehren;
3. die Anzahl der Tage, an denen bisher wegen Niederwasser über den Schwellen überhaupt nicht oder nicht mit 2 m Tiefgang gefahren werden konnte, vermindern;
4. nach Abtreiben der Kiesbänke wird der regulierte Strom dem Schiffer gestatten, ohne Lotsen zu fahren, also die hohen Lotsengebühren zu sparen und
5. die Dampfkraft des Schleppers wie die Arbeit der Mannschaft des Dampfers und der Anhänge für den Transport gröfserer Ladungen auszunutzen, wirtschaftlich also besser zu verwerten;
6. der Schiffahrtsweg würde durch die Beseitigung der scharfen Kurven des Thalweges um rund 3% zwischen Strafsburg und Lauterburg abgekürzt;

---

[18]) Deutsche Bauz. 1878, No. 16 u. 18 von Wasserbauinspektor Angele in Strafsburg (gestorben in Metz 1890 als Regierungs- und Baurat). — Willgerodt. Die Schiffahrtsverhältnisse des Rheines zwischen Strafsburg und Lauterburg. Strafsburg 1888. — M. Honsell. Die Wasserstrafse zwischen Mannheim-Ludwigshafen und Kehl-Strafsburg, Kanal oder freier Rhein? Berlin 1890.

7. die Fahrten würden leichter und gefahrloser sein, sodafs eine Minderung der Versicherungsgebühren zu erwarten ist;
8. die Einführung der Tauerei- und Kettenschleppschiffahrt würde ermöglicht werden.

Hierzu seien einige Worte über die derzeitigen Betriebsstörungen der Schiffahrt zwischen Lauterburg und Strafsburg gesagt. Die Grofsschiffahrt ist auf dieser Strecke ungefähr bis zum Ersatz der Selbstkosten zwischen Wasserständen von 1,80 m P. R. S. und darüber lohnend. Thatsächlich sind einige Fahrten auch unter diesem Wasserstande gemacht worden, eine Fahrt sogar noch mit 1,05 m Tiefgang des Schiffes bei 1,77 m P. R. S. am 20. November 1894. Die Anzahl der Tage, an denen wegen Niederwasser unter 2 m St. P. und wegen Hochwasser die Schiffahrt eingestellt werden mufste, betrug in den 15 Jahren 1881 bis 1895 zusammen 1068, im Mittel jährlich also rund 71 Tage. Die Grenze des fahrbaren Hochwassers ist zu 4 m P. R. S. angenommen, thatsächlich ist am 28. März 1895 noch ein Schiff bei steigendem Wasser und 3,63 m P. R. S. zu Berg gekommen.

Demnach ist zu ersehen, dafs die Schiffahrt viel mehr unter dem Niederwasser, als unter dem Hochwasser leidet. Letzteres ist für sie das kleinere Übel; zwischen 1881 und 1895 kam blofs in 9 Jahren Hochwasser, dessen längste Dauer sich im August 1888 auf 15 Tage belief. Die 148 Hochwassertage in 15 Jahren oder 2,7% haben keine vitale Bedeutung. Vor dem Hochwasser kann die Technik die Schiffahrt zur Zeit nicht schützen, sie mufs sich ihm als „höherer Gewalt" fügen. Eine zweckmäfsigere Profilgestaltung, die die Strömung nicht tagtäglich verändert, ist aber möglich. Die Schiffahrtsstockungen bei Wasserständen unter 2 m hätten in den 15 Jahren 1881 bis 1895, also bei 5475 Tagen, 920 Tage, d. h. durchschnittlich 61 Tage im Jahr betragen. Zieht man in Erwägung, dafs der Schiffer eine zweitägige Bergfahrt nicht antritt, wenn das Wasser zwar etwas über 1,60 m P. R. S. steht, aber doch im Fallen begriffen ist und seine Abreise bei 2 m P. R. S. und Wachswasser noch verzögert, um mehr Wasser als die durchaus notwendige Schicht unter dem Kiel zu haben, so wird man nicht anstehen, die jährliche durchschnittliche Störung der Schiffahrt durch Niederwasser zu 40% der Schiffahrtstage des Kalenderjahres, deren rund bisher 160 gezählt werden konnten, anzuschlagen. Diese Störungen wird die Regulierung ebenfalls beseitigen.

Sie wird ferner die Tauerei- und Kettenschleppschiffahrt möglich machen, die der jetzige Zustand der Rheinsohle, d. h. die ununterbrochene, massenhafte Geschiebeführung auf derselben nicht gestatten. Kette oder Seil werden in kürzester Frist mit Kies und Sand so tief bedeckt, dafs sie sich nicht mehr heben lassen. Wenn ein einheitliches Bett mit fester Sohle geschaffen ist, die Kiesbänke abgetrieben und in die Tiefe gelagert sind, wird der Tauer das Seil oder die Kette frei heben können.

5. Gemeinsame und verschiedene Vorteile der Rheinregulierung für Elsafs-Lothringen und Baden.

Weiter wie rechtliche Verpflichtungen reicht das gemeinsame Interesse beider Uferstaaten: die Einsicht für das eigene und der gute Wille für das allgemeine Beste.

Klarheit hierüber ist erwünscht:

1. hinsichtlich der Verbesserung der Schiffbarkeit;
2. hinsichtlich der Vergröfserung der verengten Querprofile durch die Beseitigung

der Kiesbänke und dem daraus folgenden schnelleren Abfluſs der Hochwasser, sowie der Verminderung der Gefahr eines Dammbruches;
3. hinsichtlich der Herabsetzung der Ausgaben für die Befestigung der Korrektionswerke;
4. hinsichtlich der Hebung des Grundwasserstandes durch die Befestigung und Erhöhung der Stromsohle.

Beide Uferstaaten dürften sich bezüglich aller 4 Punkte die gleichen Vorteile versprechen.

Von der Ansicht ausgehend, „daſs das, was Straſsburg Nutzen bringe, Mannheim schade", sind mancherlei Stimmen gegen die Bestrebungen zur Verbesserung der Schiffbarkeit des Oberrheines in der Presse laut geworden.

Aber Straſsburg muſs für die Rheinschiffahrt groſse Opfer bringen und Mannheimer, Kölner, Ruhrorter, Duisburger Häuser werden mit ihm davon den Nutzen ziehen. Mannheimer Kapital und Intelligenz wird sich in Straſsburg niederlassen, Filialen daselbst gründen und fertig gerüstet, geschäftserfahren, den Hauptvorteil von der Entwickelung der Schiffahrt an sich reiſsen.

Den Reichseisenbahnen werden die Elsaſs-Lothringischen Kanäle einen groſsen Teil der in Straſsburg umgeladenen Rheinfrachten entziehen. Baden hat dagegen keine Kanäle, die badischen Eisenbahnen sind Staatseigentum und sie werden von dem Aufblühen der Rheinschiffahrt an den verschiedensten Punkten des badischen Ufers, z. B. Plittersdorf, Greffern, Freistett, Kehl, zweifellos gewinnen. Sie haben im Schwarzwalde und in Württemberg noch ein weites Transportfeld. Die Lage von Kehl ist für eine groſsartige Hafenanlage besser geschaffen, wie die von Straſsburg, deren drei Festungsrayons einer freien Entwickelung der Bauthätigkeit zahlreiche und schwer zu behebende Hindernisse bieten. Zudem ist der badische Staat Eigentümer des für den Kehler Hafen benötigten Geländes.

Die Ausführung der Rheinregulierung erspart den Uferstaaten einige andere Bauten, deren Kosten füglich von den Ausgaben für die Rheinregulierung in Abzug zu bringen wären.

Baden beabsichtigte, die schädlichen Folgen der Senkung des Grundwasserstandes im oberen Rheinthal durch den Bau eines Bewässerungs- und Triebkraft-Kanales auszugleichen, der bei Hüningen am rechten Rheinufer abzweigen, über Kirchen, Bellingen, Neuenburg, Heitersheim, Feldkirch, Wasemweiler ziehen und bei Gottenheim in den Dreisam-Kanal münden sollte. Damit sein Wasser nicht durch den Untergrund nach dem Rheine wieder abziehe, war vorgesehen, seine Sohle zu betonieren. Die Vorarbeiten zu diesem Projekte haben schon rund 30000 M. gekostet; die Baukosten selbst waren zu 18000000 M. veranschlagt.

Ein Teil der Ausgaben für diesen Kanalbau würde gespart, wenn die Rheinsohle in der weiter unten beschriebenen Weise gehoben und befestigt werden würde. Elsaſs-Lothringen beabsichtigt, bei Hüningen ein Wehr quer durch den Rhein zu legen, um den Niederwasserspiegel desselben so weit zu heben, daſs die für die Speisung des Hüninger Kanals erforderliche Wassermenge aus dem Rhein über die infolge der Senkung des Rheinbettes zu hoch liegende Sohle der Hüninger Schleuse hinwegströmt. Eine Hebung des Niederwasserspiegels des Rheines durch eine Einschränkung seines Profiles ist auf der festen Stromsohle bei Breisach notwendig, um die Speisung des Breisacher Kanals sicher zu stellen.

Unterhalb Schleuse 88 bei Strafsburg mufs seiner Zeit ebenfalls die Rheinsohle befestigt werden, damit den Schiffen die Einfahrt in diese Schleuse, sowie in den geplanten neuen Hafen gewahrt wird. Bei fortdauernder Auswaschung des Rheinbettes wird der Unterdrempel der Schleuse 88 sonst eines Tages zu hoch liegen und die Schiffe werden auf demselben aufsitzen.

Dem Landesausschusse für Elsafs-Lothringen wurde bei seiner Tagung im Jahre 1895 ein Projekt zur Anlage eines Seitenkanales zum Rheine vorgelegt, der von Schleuse 88 am Ill-Rhein-Kanal ungefähr parallel zum Rheine ziehend in denselben zwischen Km. 129 bis 130 ausmünden sollte. Die Notwendigkeit des Baues war durch die fortgesetzte Bewegung der Kiesbänke bewiesen. Wenn sich eine Kiesbank vor die Mündung des Kleinen Rheines unterhalb Km. 127 vorschiebt, so ist den grofsen Rheinschiffen die Einfahrt nach Strafsburg verschlossen, bis durch zeitraubende Baggerungen der Weg für sie wieder frei gemacht worden ist. Deshalb sollte eine zweite Einfahrt zur Schleuse 88 am Kleinen Rhein gebaut und der Grofsschiffahrt die jederzeit sichere Zufuhr zu derselben auf dem einen oder anderen Wege gewährt werden. Denn der Fall, dafs Kiesbänke gleichzeitig die Mündung des Seitenkanales und des Kleinen Rheines verlegen würden, ist kaum zu befürchten.

Zur Ausführung des Seitenkanales waren 250000 Mark von der Regierung verlangt, die Bewilligung derselben vom Landesausschusse aber vertagt worden. Durch die Befestigung der Sohle des Rheines, die Abschwemmung der Kiesbänke in die Tiefen des Stromes, kurz, durch die Regulierung wird diese Ausgabe, sowie diejenige für den Bau von Grundwehren bei Hüningen und Breisach erspart.

6. Die Interessen der anderen Rheinuferstaaten.

Die Interessen der anderen Rheinuferstaaten aufser Baden und Elsafs-Lothringen an der Rheinregulierung bestehen nicht nur in dem Anteile, den ihre Schiffahrt und ihr Handel an der Erschliefsung eines grofsen Absatzfeldes hat. Der Beweis dafür ist unschwer zu erbringen. Die Kiesbänke, die zur Zeit noch aus dem Elsafs in die Pfalz und weiter zu Sand und Schlick zerrieben in den Rheingau und bis ins Meer wandern, wenn sie nicht vorher in Holland oder in den deutschen Rheinlanden ausgebaggert werden, bleiben bei der Regulierung in den Tiefen des Oberlaufes. Die unterhalb der Regulierungsgrenze liegenden Uferstaaten erhalten infolge der Regulierung oberhalb Lauterburg weniger Geschiebe, sie gewinnen eine gewisse Sicherheit gegen die Versandung ihrer Fahrrinne. Dieselbe wird wachsen, je mehr alle Uferstaaten bemüht sein werden, auch in den Nebenflüssen des Rheines alle Geschiebe festzulagern.

Wenn es mittels einer neuen Regulierungsmethode leichter und billiger ist, die Sinkstoffe aus dem Wasser zu scheiden und im Flusse zweckmäfsig zur dauernden Lagerung zu bringen, als sie unter Wasser zu baggern, so werden gewifs auch Bayern, Hessen und Preufsen dankbar die ihnen daraus erwachsenden Vorteile annehmen, wenn sie sich auch schwerlich bereit finden lassen dürften, ihren Dank durch Beiträge zu den Baukosten des Niederwasserbettes im Oberrheine auszudrücken.

7. Die an die Rheinregulierung zu stellenden Forderungen.

Dieselben sind die folgenden:

a. die Steigerung der Hochwassergefahr mufs nicht nur vermieden, sondern eine Senkung des Hochwasserspiegels erzielt werden. Dazu sind:

b. die Querprofile des Stromes entsprechend dem Gefälle, der Erweiterung in den Kurven, der Teilung durch die Altwasser und der Vergröfserung der Wassermasse durch die sichtbaren Zuflüsse von oben nach unten vorsichtig zu bemessen;

c. die Spaltungen des Stromes im Nieder- und Mittelwasserbette müssen unterdrückt, die Kiesbänke abgeschwemmt und die Tiefen damit ausgefüllt werden.

d. Wo Spaltungen des Stromes, d. h. Hauptrhein und Altwasser bestehen bleiben müssen, ist bei Feststellung des Stromquerschnittes zwischen der Abzweigung und der Wiedervereinigung die Verminderung der Durchflufsmengen im Hauptbette durch Profileinschränkung zu berücksichtigen.

e. Im Längenprofil müssen alle Unregelmäfsigkeiten des Gefälles, die der Strom selbst ausgearbeitet hat, beseitigt bezw. in Zukunft unmöglich gemacht werden.

f. Die wasserseitigen Böschungen der Korrektionswerke sind unter dem gepflasterten Vorfufse so flach anzulegen, dafs die Sinkstoffe sich ihrer Gröfse und ihrem natürlichen Ruhewinkel entsprechend ablagern; grober Kies in der Bahn der gröfsten Geschwindigkeit, feiner Kies und Sand nach beiden Ufern zu, sodafs sie auch von den bei Hochwasser vermehrten Geschwindigkeiten der Strömung aus diesem Beharrungszustande nicht herausgerissen werden.

g. Wie die Böschungen, so mufs auch die Stromsohle gegen die spülende Kraft des Wassers geschützt, d. h. befestigt werden.

h. Die scharfen Kurven des Thalweges bei Niederwasser sind sanfter zu gestalten.

i. Die geringsten Tiefen im Thalwege, die über den Schwellen liegen, müssen beim kleinsten Niederwasser auf mindestens 70 m Breite noch 2,30, also 30 cm mehr als ein 2 m tief gehendes Rheinschiff betragen.

k. Zur Umänderung der Stromprofile ist aufser den konstruktiven Mitteln, die sozusagen das Gerippe des neuen Bettes bilden, die lebendige Kraft des Wassers gegeben und dazu auszunutzen, um Kies und Sand an den Stellen wegzunehmen, wo beide nicht hingehören und sie dort abzulagern, wo sie nach menschlichem Willen zur Ruhe gelangen sollen; die Wanderung des Kieses im regulierten Strome mufs aufhören.

l. Baggerungen sind zu vermeiden, wenn nicht besondere Bedürfnisse der Schiffahrt das Vorkommen fester Kiesablagerungen oder der Wunsch nach Beschleunigung der Regulierungsarbeiten sie notwendig machen.

Diese Forderungen werden durch die vorhergegangenen Ausführungen über den heutigen Zustand des korrigierten Rheines, die Arbeiten und Ausgaben zur Unterhaltung der Korrektionswerke und die Ansprüche der Schiffahrt begründet und wird später gezeigt werden, mit welchen Mitteln sie zu erreichen sind.

8. Die technische Möglichkeit der Rheinregulierung.

Die Möglichkeit der Rheinregulierung wird von den Rheinuferbewohnern und Schiffern bestritten, denen die Kiesbänke so sicher zum Strome gehören, wie die Sterne zum Firmamente. Ein Wasserbautechniker, der sich dabei beruhigt, ist ihrer Zustimmung

gewifs. Sie sehen im Hochwasserschutz, in der Befestigung der Korrektionswerke und in der Abschliefsung des Stromes von den Altrheinen die Grenzen wasserbautechnischen Könnens gegeben.

Die Möglichkeit der Rheinregulierung darf aber von dem, der sie durchführen will, nicht bezweifelt werden. Je gröfser die Aufgabe, um so gröfser mufs der Mut, die Hingabe für dieselbe sein, um so gröfser die Vorsicht, mit der sie durchgeführt wird, weil Fehler nicht mehr zu verbessern sein werden. Wer dem Zufall, oder der Gewalt des Stromes dabei einen unbezwinglichen Einflufs einräumt, verrät Willensschwäche. Der Strom mufs die Bahnen annehmen, die der Wasserbautechniker ihm vorschreibt und er mufs selbst Hilfe dazu leisten.

Welche Beweise für die Unmöglichkeit der Rheinregulierung liegen denn vor? Es ist

1. am Oberrhein noch kein Versuch der Regulierung gemacht worden, also keiner gescheitert. Es sind
2. andere im Alluvium im Rheinthale liegende Flüsse mit Erfolg reguliert worden, wie z. B. die Unterläufe der Murg und der Kinzig in Baden, die Kraft im Elsafs. Letztere empfängt das Hochwasser der Ill durch den sogen. Ersteiner Hochwasserkanal und leitet es mit 0,80 kilometrischem Gefälle in den Rhein. Der Kleine Rhein hat eine wenig veränderliche Sohle, auf welcher Gleichgewicht zwischen der Schubkraft des Stromes und dem Widerstande des Alluviums besteht, weil keine Sturzgefälle vorhanden sind.
3. Es giebt bekannte, anwendbare, wenn auch kostspielige, an anderen Flüssen erprobte Mittel, die zur Regulierung des Rheines benutzt werden könnten.
4. Es sind bisher öffentlich keine Schritte gethan worden, um neue, der heutigen Technik angemessene, voraussichtlich sichere und dabei billige Vorschläge, mit denen die Rheinregulierung zweckentsprechend und in kurzer Zeit hergestellt werden könnte, von Sachverständigen zu erhalten.

9. Beweis für die Möglichkeit der Rheinregulierung.

Um den Beweis zu erbringen, dafs der Rhein in einem seiner Durchflufsmenge angemessenen, geschlossenen Bett selbst im Rheinkies nicht die steten Veränderungen hervorrufen kann, wie sie in seinem jetzigen zu grofsen Mittelwasserprofile zu finden sind, verweise ich auf den seit Jahren gleich guten baulichen Zustand des Kleinen Rheines.

Derselbe zweigt sich vom Rheine in Km. 123,5 ab und fliefst ihm in Km. 127 wieder zu. Der Rhein hat auf diesem 3438 m langen Laufe 2,25 m absolutes Gefälle, während der Kleine Rhein 4480 m Länge in der Stromaxe besitzt. Das relative Gefälle des Rheines beträgt auf der bezeichneten Strecke 0,000655 m, das des Kleinen Rheines 0,000502 m und ebenso ist die Wassergeschwindigkeit im Kleinen Rhein entsprechend geringer als in der Strecke Km. 123,5 bis 127 des Rheines. Das kleinere Gefälle und die geringere Strömung erklären aber die Beständigkeit der Sohle des Kleinen Rheines allein nicht, denn es finden sich in anderen weiter abwärts gelegenen Rheinstrecken viel geringere relative Gefälle und doch eine beständige Bewegung der Geschiebe.

Liegt auch die unbefestigte Sohle des Kleinen Rheines so hoch, dafs nicht die geringen Niederwasser, sondern nur die Mittel- und Hochwasser ihm zufliefsen, dafs die

Fluten nur an 200 bis 250 Tagen im Jahre ihre nagende Thätigkeit auf ihr ausüben können[19]), so erläutert dies doch nicht den besseren Zustand des Kleinen Rheines, dessen Axe sich dabei mehr schlängelt, als die des Rheines selbst. Es kann als Grund der guten, festen Lage des Kieses auf der Sohle des Kleinen Rheines nur die zweckmäfsige, geschlossene Profilform und das gleichmäfsige, nie stufenweise durch Schwellenbildung sich verändernde Sohlengefälle angesehen werden. Wo am Kleinen Rhein die Einheit des Profils durch eine Verbreiterung am Einlauf des sog. „Rheinfelder Giefsens" unterbrochen wird, da liegt auch immer eine diminutive Kiesbank an der linken Seite und eine Kiesanschwemmung am rechten Ufer. Wenn es nun für das ebenfalls im Alluvium eingeschnittene Bett des Kleinen Rheines gewisse Bedingungen für die Erhaltung seiner Sohle giebt, so müssen sie, auf den Rheinstrom übertragen, die gleichen Wirkungen hervorbringen.

Auch an der Isar ist es trotz der stärkeren Gefälle von 1:200 bis 1:500 dem Königlich Bayrischen Bauamtmann Wolff in Landshut gelungen, mit anderen, billigeren Mitteln als Steinbauten Uferschutzanlagen auszuführen, die, dem Charakter des Flusses angepafst, gute Erfolge gehabt haben. Leider hat er sein System nicht zu derjenigen Vollkommenheit ausgebildet, deren es fähig ist.[20])

Ich gestehe, dafs ich mich zu der Ansicht der Möglichkeit der Rheinregulierung auch erst in den letzten Jahren, während welcher ich den Charakter des Stromes genau selbst beobachten konnte, bekehrt habe.

Darüber war ich mir bald klar, dafs dazu auf die Anwendung bekannter Konstruktionen Verzicht geleistet werden müfste. Denn Hagen sagt schon von den Parallelwerken in Stein, „dafs der gröfste Übelstand, der gewöhnlich die Veranlassung zu der Zerstörung gegeben habe, der Übersturz des Wassers über dieselben gewesen sei"[21]), und von den Buhnen: „dafs der Übersturz unter allen Umständen eine Vertiefung nach der unteren Seite der Buhne veranlassen werde."[22])

Auf Seite 410—412 schildert er das Mifstrauen der französischen Ingenieure gegen die Anwendung von massiven Buhnen auf Grund der von ihnen am Oberrhein wie an der Loire gemachten schlimmen Erfahrungen.

Warum sollten wir aus diesen Erfahrungen keine Lehre ziehen, sondern sie noch einmal selbst machen, nochmals Geld, Zeit und Arbeitskraft daran verschwenden wollen? Der Unterschied der Verhältnisse der Loire unterhalb Nevers und des Oberrheins zwischen Hüningen-Speyer ist aufser der verschiedenen Wasserführung und dem verschiedenen Gefälle der, dafs das Bett der Loire aus Sand, das des Oberrheins aus Kies besteht.

Die Vermeidung des Übersturzes des Wassers über das zur Profilgestaltung erforderliche feste Gerippe sah und sehe ich als die hauptsächlichste, für die Rheinregulierung zu lösende Aufgabe an.

10. Mit Steinbauten ausgeführte Flufsregulierungen.

Zur Regulierung vieler Flüsse sind Steine mit Nutzen verwendet worden. Am Mittel- und Unterrhein, an der Mosel, der Elbe, der Donau, der Rhone u. a. m. wurden

[19]) Die Böschungen sind unten mit Steinwurf gedeckt, über den mittleren Wasserständen abgepflastert.

[20]) Vergl. Litteraturverzeichnis.

[21]) Hagen a. a. O. Teil II, S. 387.

[22]) Daselbst S. 408.

Buhnen, Leitwerke und Pflasterungen mit ihnen hergestellt. Auf fester Stromsohle finden Steine ein gutes Fundament, die Reibung auf derselben erhöht ihre Widerstandsfähigkeit gegen die Stofskraft des Wassers oder die Unterspülung durch dasselbe, auch wenn sie nicht in festem Verband liegen, d. h. verpflastert worden sind. Steine von grofsem spezifischem Gewicht und grofser Wetterbeständigkeit, mit rauher Bruchfläche und mit scharfen Kanten versehen, empfehlen sich besonders zu Wasserbauten, wenn sie mit mäfsigen Kosten zu beschaffen sind. An den Ufern der vorher genannten Flüsse liegen unerschöpfliche Steinbrüche, aus denen die Bausteine mit Eisenbahn- oder Rollwagen an die Schiffe gefahren und direkt in diese entladen werden. Der Wassertransport zu Thal ist sehr billig. An der Rhone konnte 1 cbm vulkanischer Bruchsteine zum Preise von 2,40 bis 3,20 M. auf die Baustelle geliefert werden.

Am Oberrhein hat Tulla seit 1809 die Befestigung der Ufer mittels Faschinen und Rauhwehr aus Weiden durch Steinbauten ersetzt.

Zwischen Strafsburg und Lauterburg kosten die billigsten Vogesensandsteine beinahe das Doppelte der Steine an der Rhone, da sie etwa 60 km weit auf dem Rhein-Marne- und Ill-Rhein-Kanal bis in den Rhein und auf diesem im Mittel noch 22 km weit zu Thal verfrachtet werden müssen. Der Preis eines cbm Vogesensandstein beträgt auf dieser Strecke 5 bis 6 M., wozu die Kosten des Aufsetzens in mefsbare Haufen mit 0,20 M. treten.

Vulkanische Steine vom Schwarzwald werden nicht unter 8 M. für 1 cbm zwischen Strafsburg und Lauterburg an den Rhein geliefert. In der Nähe von Neubreisach kosten sogar Vogesensandsteine am Rheinufer 9 bis 10 M. das cbm. Trotzdem sind sie den dort vorkommenden Kalksteinen von Tuniberg, für die je nach der Qualität 3 bis 5 M. f. d. cbm gezahlt werden, vorzuziehen. Diese Kalksteine werden schon nach 2 bis 3 Wintern vom Froste da zerstört, wo sie abwechselnd im Wasser und an der Luft liegen, während die Dauer der Vogesensandsteine in so gefährdeter Lage doch 6 bis 8 Jahre beträgt.

Ungerechnet ist in diesen Preisangaben der Lohn für die Verarbeitung der Steine zu Senkwürsten oder ihre Verwendung zu Steindeckungen.

Das spezifische Gewicht der Vogesensandsteine ist etwa 7,3% geringer als dasjenige vulkanischer Steine, die härter sind und sich nicht so rasch abschleifen. Das Bankeis, welches sich bei niedrigen Wasserständen über dem Steinwurf der Böschung bildet, hebt Sandsteine bei steigendem Rheine leichter als vulkanische Steine aus ihrer Lage und verschleppt sie in den Strom.

Damit soll jedoch kein absprechendes Urteil gegen die Verwendung von Vogesensandsteinen für die Rheinbauten ausgesprochen werden; die lokalen Verhältnisse bestimmen die Entscheidung. Steine haben sich zur Pflasterung des Vorfufses, der darüber liegenden Böschungen und der Krone der Parallelwerke bewährt, daher kann ihre fernere Verwendung im festen Verbande über Niederwasser nur empfohlen werden. Sind die Pflasterfugen erst einmal mit Gras verwachsen — was allerdings blofs über dem mittleren Sommerwasserstande geschieht — so sind Hochwasserschäden an der Pflasterung wenig zu fürchten. Wenn die Strömung mit dem Pflaster parallel läuft oder es nur in sehr spitzem Winkel trifft, so greift sie es auch bei den höchsten, doch nie lange dauernden Wasserständen wenig und um so weniger an, je fester die Fugen vom Graswuchs geschlossen sind. Unter Wasser Steine zur Befestigung der Stromsohle des Rheines zu gebrauchen, ist kaum rätlich, da es nur in Schüttungen oder mittels Einwerfen von Senkwürsten geschehen könnte. Jeder Stein aber, der dem strömenden Wasser eine

oder mehrere Angriffsflächen bietet, wird zum Stein des Anstofses, an dem die Strömung ihre Kraft erprobt. Ist er selbst widerstandsfähig, so trifft sie vielleicht einen schwächeren Nachbar, hebt ihn aus seiner Ruhelage und gefährdet so den dritten und die folgenden Steine. Das spezifische Gewicht der Steine hat dabei einen nicht zu unterschätzenden Einflufs, ebenso ihre Form, der Rauhigkeitsgrad ihrer Seiten und die Schärfe ihrer Kanten. Selbst eine Schüttung durch Trichter und eiserne Röhren, wie sie bei der Betonierung in ruhigem Wasser angewandt wird, giebt die Sicherheit nicht, die Steine genau an der beabsichtigten Stelle in den angestrebten Linien zu lagern, weil die Strömung dem entgegen wirkt. Jede Unebenheit auf der Flufssohle, jeder Widerstand, der dem Laufe der Wasserfäden entgegengesetzt wird, erzeugt Störungen des ruhigen Wasserabflusses, der Ablagerung der Geschiebe, zu deren Beseitigung neue Steinmassen gebraucht werden. Der Bedarf zur Regulierung wird über den weitschauendsten Anschlag hinaus anwachsen, bei der grofsen Breite und Tiefe des Rheines würden für die Senkbuhnen, Grundschwellen, Leitwerke und Uferdeckungen Berge von Steinen verwendet werden müssen. Da die Sandsteine wegen ihres geringeren spezifischen Gewichtes für Rheinbauten als „weniger geeignet" bezeichnet werden müssen, so müssen vulkanische Steine herbeigeschafft und die rund 30% höheren Preise für dieselben angelegt werden.

Auch die Verwendung von Kiessenkwürsten ist in Erwägung zu ziehen. Sie haben den wesentlichen Vorzug, 50% billiger als Sandsteinsenkwürste zu sein. Das Material, der Kies dazu ist im und am Rheine vorhanden; Faschinenholz, Draht und Arbeitslöhne für die Anfertigung und Verlegung erfordern die ähnlichen Ausgaben wie die Steinsenkwürste gleicher Gröfse. Dagegen ist ihre Dauer geringer.[23]) Die Strömung spült den Sand aus der Senkwurst heraus, der unvermeidlich mit dem Kies darin vermischt ist. Dann fällt der Kies zusammen; die Form der Kiessenkwurst ändert sich, sie verliert an Inhalt; neue Senkwürste müssen die fehlenden Massen ergänzen, bevor das angestrebte Flufsprofil sich ausgebildet hat. Viele Bauten, die mit Kiessenkwürsten errichtet worden sind, mufsten im Laufe der Zeit wiederholt erneuert werden. Den geringeren Kosten des Neubaues würden viel höhere Forderungen für die Unterhaltung folgen; die Zukunft würde die Ersparnisse der Gegenwart mehrfach bezahlen müssen.

Der Arbeitsfortschritt der Regulierung mit Kiessenkwürsten ist der gleiche, als der mit Steinsenkwürsten, deren Dauer für die Strecke von Strafsburg bis zur pfälzischen Grenze von mafsgebender Stelle zu 10 bis 12 Jahren geschätzt worden ist. Aus allen diesen Gründen scheint die Verwendung von Kiessenkwürsten zur Rheinregulierung wirtschaftlich nicht gerechtfertigt.

Die Fortschritte der Technik des 19. Jahrhunderts haben dem Uferschutze nichts Neues gebracht. Doch werden die Stein- und Kiessenkwürste nicht mehr mit Weiden, sondern seit 1848 am Oberrhein mit Draht gebunden.

Der öffentliche Wettbewerb der Privatindustrie hat der Technik des Wasserbaues gefehlt. Die Staaten sind Bauherrn; in ihren Verwaltungskörpern findet der Trieb nach Neuerungen selten lockeren Boden, Wärme und Licht.

Folgt aber der Erkenntnis des Mangelhaften der Vorsatz, Besseres zu schaffen, so wird der ernste Wille auch die rechten Mittel dazu finden.

Von alten Meistern, so sehr sie auch die Technik ihrer Zeit beherrschten, können wir sie nicht lernen. In technischen Lehrbüchern suchen wir sie vergebens; die Theorie

[23]) Vergl. Defontaine a. a. O. und Hagen a. a. O. Teil II, S. 412.

bietet sie uns nicht, denn sonst wären sie Gemeingut. Wir müssen uns deshalb dem Studium der Natur zuwenden, ihr ablauschen, wie sie es macht, um der Strömung zu wehren, ein Ufer zu zerstören oder zu schützen, eine Kiesbank aufzuwerfen oder abzuschwemmen. Und dann müssen wir versuchen, sie mit den Mitteln nachzuahmen, die die so hoch entwickelte Industrie der Gegenwart dazu bietet.

Dafs im allgemeinen Baggerungen dazu nicht gehören, wenn sie auch in gewissen Fällen unentbehrlich sind, soll vorher noch besprochen werden.

II. Die Arbeitsleistung des strömenden Wassers gegenüber der Baggermaschine.

Zur Verbesserung der Schiffbarkeit vieler Flüsse sind Baggerungen in bedeutendem Umfange ausgeführt worden.

An der oberen Merwede in Holland z. B. wurden zur Herstellung einer einheitlichen Fahrrinne von 250 bis 300 m Breite in dem 600 m breiten Strombette Baggerungen vorgenommen, deren Masse 2750000 cbm in 6 Jahren erreichte. Im Mittel wurden also jährlich 458333 cbm, bei 300 Arbeitstagen im Jahre täglich 1527 cbm Boden gebaggert. Der Strom führte aber jährlich im Mittel 1800000 cbm Sinkstoffe zu Thal, also rund 4mal mehr als die Baggermenge betrug.[24]) Die dort so geringe Stromkraft leistete danach 4mal mehr, als die mächtigsten Baggermaschinen zu leisten vermochten.

Über die viel gröfsere Transportfähigkeit des Wassers sei folgende Notiz eingeschaltet.[25]) „Die Durchstechung des Dünendammes in der regulierten Weichselmündung und der Ostsee erfolgte bei einem Wasserstande von + 4,53 m über N. N. um 3 Uhr 45 Minuten nachmittags und bereits am Morgen des 1. April war der Dünenleitgraben durch die auftretende gewaltige Strömung auf 300 m erweitert. Diese erhebliche Räumung entspricht einer Förderleistung des Stromes von etwa 2000000 cbm Dünensand in 16 Stunden und läfst eine plangemäfse Ausbildung der neuen Mündung noch in diesem Frühjahr erhoffen.“

Zu dieser Leistung wären 1000 Baggermaschinen erforderlich gewesen, wenn jede in der Arbeitsstunde 125 cbm Baggergut gefördert hätte.

Hagen berichtet von der Regulierung des Clyde: „Der Strom selbst wirkte sogar viel kräftiger auf die Vertiefung seines Bettes hin, als die Baggermaschinen.“ Ebendaselbst erzählt er von den erfolglosen Baggerungen in der Themse.[26])

Es ist unzweifelhaft, dafs Maschinenkräfte nicht im stande sind, die Leistungen der Naturkräfte an Gröfse zu übertreffen. Zum Beweise dessen bemerke ich, dafs die effektive Leistung der Stromkraft des Rheines nach der allgemeinen Formel

$$L = \frac{v^2}{4g} Q \cdot \gamma$$

sich für die folgenden Geschwindigkeiten v und Wassermengen Q wie nachstehend stellt:

1. Niederwasser:

   $v = 1{,}50$ m, $Q = 360$ cbm, also rund 206 HP.

2. Mittelwasser:

   $v = 2$ m, $Q = 1200$ cbm, also rund 1631 HP.

3. Hochwasser:

   $v = 3{,}50$ m, $Q = 6000$ cbm, also rund 24978 HP.

Diese gewaltigen Kräfte, die nie ermüdend im stande sind, Kies- und Sandbänke im Strombette aufzuwerfen, reichen, richtig geleitet, im allgemeinen auch aus, die S. 55 u. ff.

[24]) Aus den Denkschriften des 6. Internationalen Binnenschiffahrts-Kongresses im Haag, 1894.

[25]) Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 139.

[26]) Vergl. Hagen a. a. O. S. 348 u. 349.

in Vorschlag gebrachten Gitterwerke schnell mit Kies zu bedecken. Im Rheine kann vielleicht die Notwendigkeit einer künstlichen Vertiefung der Sohle durch mechanische Einwirkung an einzelnen hochgelegenen Schwellen eintreten, deren Senkung durch den gewöhnlichen seitlichen Anbruch die Strömung zu bewirken nicht im stande ist.

Bei der schuppenförmigen Lagerung der Kiesel ist es nämlich nach dem Schlufs einer Nebenrinne und der Vereinigung der ganzen Stromkraft im Thalwege nicht absolut sicher, dafs diese Kraft bei Mittelwasser stark genug ist, das von Schlick bedeckte glatte Geschiebe an der Oberfläche anzugreifen und abzutragen. Den Ansprüchen der Schifffahrt auf Vertiefung der Schwellen wird es bei Nieder- und Mittelwasser mindestens nicht immer schnell genug gehen. Da mufs dann nach dem Schlufs der Nebenrinne durch Baggerung oder durch Auflockerung der Sohle mittels Exkavatoren — Greifbagger — nachgeholfen werden. Die eisernen Zähne derselben werden die Kiesel aus dem Grunde reifsen und die Strömung sie weiter führen, bis sie in tiefem Wasser zur Ruhe kommen.

12. Vorbilder für die Ausscheidung treibender Sinkstoffe aus dem Wasser und der Luft.

Die Wirkung wasserbautechnischer Anlagen wird klarer durch die Erfahrung, als durch die Theorie. Studieren wir die Natur, um von ihr zu lernen.

In dem Bette vieler Bäche und Flüsse, der Weiher und Seen, an den Ufern vieler Altrheine wehren die am Wasser wachsenden Pflanzen, besonders die Seggen (*Carex*), ferner die Schwaden (*Glyceria spectabilis* und *Glyceria fluitans*), sowie die unter und über Wasser wachsenden Pflanzen, das Rohr (*Scirpus* und *Phragmites communis*), das Schilf (*Calamagrostis litorea*), die Binsen (*Juncus*) dem Angriffe der Wellen, die ihre Kraft darin brechen, den Schlamm, den sie mitführen, dazwischen absetzen und träge, machtlos über die Sohle gleiten, ohne sie anzugreifen oder an den Böschungen lecken, ohne sie abzuspülen.

Sehen wir uns am Meeresstrande um:

Über die Düne läuft mit dem Winde der Sand, bis der Grashalm, der Ginster, kurz, der Pflanzenwuchs ihn aufhält und ihn zur Ruhe bringt.

Suchen wir im Rheinthal nach Beispielen, wie die Sinkstoffe aus dem Wasser ausgeschieden werden, so finden wir zunächst die Weidenpflanzungen, die diese Aufgabe übernehmen. Auf dem Gelände zwischen dem Korrektionswerk und den Hochwasserdämmen, dem sogen. Vorlande stehend, hemmen sie die Geschwindigkeit des Hochwassers, bringen die gröberen Sinkstoffe, die es mit sich führt, zur Ablagerung und schützen die Oberfläche des Vorlandes vor den Angriffen des Wassers. Die Weiden sind dazu vorzüglich geeignet, weil die schnell vorüberziehende Hochwasserwelle ihre Lebensfähigkeit nicht beeinträchtigt. Dauernd unter Wasser stehend, müfsten sie absterben. Abgeschnitten, wachsen sie mit grofser Schnelligkeit nach.

Auf den Kiesbänken im Rheine sieht man hier und da im Frühjahr oder Sommer einen mehrere Meter breiten, etwa 1 m hohen Flechtzaun aus Weiden, den arme Sandzieher da aufgestellt haben. Bei hohen Rheinständen läuft die Strömung durch seine Maschen; die gröfseren Geschiebe, die sie mitführt, bleiben vor dem Zaun, der Sand im ruhigen Wasser hinter ihm liegen. Ist die Flut abgezogen, so kann der Sand dort in reinem Zustande weggenommen werden; der Strom selbst hat Kiesel und Sand mittels des von Menschenhand aufgestellten Siebes gesichtet; der Sand braucht nicht erst durchgegattert zu werden.

Die Weiden, das Geflecht, Rohr, Schilf, Binsen, Gras und Ginster lassen dem Wasser wie dem Winde freien Lauf, schwächen ihre Kraft aber ab. Im Schutze des Pflanzenwuchses oder des Geflechtes legen sich die Sinkstoffe allmählich ruhig zu Boden; nur neue, viel gröfsere Kräfte, als die sind, welche sie herangeführt, vermögen sie aus ihrer Trägheit zu stören.

Ursache und Wirkung sind klar. Es wird daraus schon deutlich, dafs und in welcher Weise ein ähnlicher Erfolg auf einer unter Wasser gelegenen Fläche, auf einer Bach-, Flufs- oder Stromsohle, hervorgebracht werden kann; sanft, langsam, stetig und sicher fortschreitend.

III. Der Bau eiserner Leitwerke, Grundschwellen und Buhnen.

---

1. Die Einführung des Eisens in die Technik des Wasserbaues.

Das 19. Jahrhundert ist das Jahrhundert des Eisens. Sein derzeit so niedriger Preis erlaubt den Versuch, es auch in der Technik des Wasserbaues zur Anwendung zu bringen; mit ihm Netze zu bauen, um den im Wasser treibenden Kies und Sand aufzufangen, den Strömen, Flüssen und Bächen so feste, sichere Betten zu geben, wie sie die Kanäle besitzen. Im Verein mit der im Wasserbau erprobten Weide verspricht dieser Versuch den technischen und wirtschaftlichen Erfolg, die bewegliche Sohle eines Flufslaufes sicher und billig zu befestigen.

Die Verwendung des Eisens zu einem festen Gerippe für das Flufsbett stellt dem Wasserbautechniker allerdings eine der schwierigsten Aufgaben. Es ist die, mit alter Überlieferung und täglicher Gewohnheit zu brechen, neue Studien und Beobachtungen zu machen, seine Unterbeamten und Arbeiter aufs Neue in die Lehre zu nehmen; kurzum: in neue Schuhe zu treten, die im Anfange bekanntlich unbequem sitzen. Dafs das Eisen einen Ersatz für den Steinbau gewähren könnte, erscheint bei seinem gegenüber Steinen soviel höheren Werte auf den ersten Blick unwahrscheinlich und wird erst begreiflich, wenn man bedenkt, dafs sein hohes spezifisches Gewicht und der geringe Bedarf daran dem teuern Preise die Wage halten.

Nicht mit Eisenblöcken oder gewaltigen Eisenkonstruktionen soll das Ziel, die Ausbildung und Befestigung des ganzen beweglichen Bettes eines Sinkstoffe führenden Stromes, Flusses oder Baches erreicht werden; nein, mit leichten, billigen, die Eigenschaft der Teilbarkeit des Wassers berücksichtigenden Mitteln, die der Natur nachgeahmt sind.

Den Zweck, den letztere durch den Pflanzenwuchs erreicht, erreicht der Techniker durch die Herstellung von Drahtgitterbauten aus Eisen, die mit Weiden durchflochten, auf der Stromsohle und den Böschungen aufgerichtet oder bei geringer Stromtiefe direkt im Flufsbette aufgestellt werden. Die Maschen des Drahtgewebes lassen dem Wasser so freien Lauf, als die Weiden; Rahmen und Draht bringen infolge der bedeutenden Kontraktionsfähigkeit des Wassers kaum eine Stauwirkung hervor.

Kies und Sand, die auf der Stromsohle wandern, werden aus dem Wasser getrennt und legen sich vor und hinter der Gitterwand ganz allmählich, aber stetig anwachsend, je nachdem sie der Strom mit sich bringt, zur ewigen Ruhe nieder, wie sie sich nach der Absicht des Hydrotekten legen müssen, um die von ihm angestrebte Form des Strombettes zu erreichen.

Mittels der Drahtgitterbauten kann die Stromsohle schnell und billig gehoben oder durch Profileinschränkungen gesenkt, die Richtung des Thalweges verändert oder festgelegt, die Strombreiten eingeengt, kurz, es können alle die Zwecke bei geschiebeführenden Wasserläufen erreicht werden, die bisher mühsamer und teuerer mit Steinbauten erzielt worden sind.

Die Anwendung des Drahtgeflechtes zum Trennen, Ausscheiden von Kies und Sand ist alt, ebenso seine Benutzung zum Verschlufs von horizontal liegenden Schachtöffnungen, durch welche das Wasser abfliefsen, das Eintreten fremder Körper aber verhindert werden soll.

Die Verwendung der Drahtgitter zu Grundschwellen, Senkbuhnen, Leitwerken, kurz zur Stauung der Sinkstoffe im strömenden Wasser dagegen ist die erstmalige Benutzung eines bekannten technischen Erzeugnisses zu einem Zweck, zu dessen Erreichung man sich bisher anderer Mittel bediente.

Die Aufstellung von Drahtgitterwänden zur Verhinderung der Geschiebebewegung in einem Flufsbette mufs selbst dem Laien einleuchten. Das Netzwerk bietet der Strömung je nach dem Verhältnis der Dicke des Drahtes zu der Gröfse der Maschen, die am Oberrhein zwischen 5 und 10 cm schwanken wird, nur $^1/_{10}$ bis $^1/_{20}$ des Widerstandes, den ein fester Steinbau ihr entgegensetzt. Die Geschiebe, welche nicht durch die Maschen treiben, fallen infolge ihrer spezifischen Schwere vor dem Gitter auf die Sohle nieder, sie erhöhen dieselbe langsam, aber stetig. In gleichem Mafse entsteht am Grunde hinter der Wand ruhigeres Wasser als in den etwas höher fliefsenden Schichten vor derselben und alle Sinkstoffe, die durch die Maschen hindurchgeführt werden, bekommen Neigung, sich in diesem stilleren Wasser zu Boden zu legen; genau so wie es dem Kies und Sand hinter dem Weidenbusche oder dem Flugsand hinter dem Grase ergeht. Die hydraulischen bezw. die hydrostatischen Vorgänge sind entfernt ähnlich denen, die die steinernen Buhnen und Grundschwellen hervorbringen; jedoch erfolgen sie unter Vermeidung jeder störenden Bewegung der Wasserfäden. Während diese sich an der steinernen Buhne stofsen, mit Wellen und Wirbeln darüber hinwegsetzen und vor oder hinter der Buhne bezw. am Buhnenkopf den Grund auswaschen, bis die Verlandung von der nächsten Buhne unterhalb, also von unten nach oben schreitend, eingetreten, bezw. vollendet ist, legt das Wasser vor und hinter der Wand die Sinkstoffe, die es heranbringt, gleichmäfsig, ohne Wellen, Wirbel und Widerströme nieder, weil der Stau vor den runden Drahtfäden, sowie vor dem dünnen Rahmen des Gitters ein verschwindend geringer ist.[27]) Je geschiebereicher der Strom, je gröfser die Wassermasse und das Gefälle, je schneller wird die Verlandung vor und hinter den Drahtgittern vor sich gehen. Die Kraft der Strömung und die Tiefe des zu verbauenden Stromes, die der Herstellung von Steinbauten unter Wasser so grofse Schwierigkeiten bereiten, sind für die Aufstellung der Drahtwände weniger zu fürchtende Hindernisse.

Etwaige Zweifler an der Thatsache, dafs auch im Wasser lösliche Erdteilchen, Thon und Löfs (Lehm) sich durch den stauenden Einflufs der Drahtgitter niederschlagen lassen, mache ich auf folgende Erscheinungen aufmerksam.

In Räumen, die mit Staub besonders gefüllt sind, setzt sich derselbe an den feinsten Fäden der Spinnengewebe fest, verdickt und belastet diese so, dafs sie oft reifsen. Die Öffnungen der Kornböden, der Putzkammern in den Mühlen und in manchen Spei-

---

[27]) Die Erhöhung der Sohle erfolgt sowohl vor als hinter der Gitterbuhne gleichmäfsig, ob sie normale, deklinante oder inklinante Anlage zum Ufer hat.

chern werden mit Drahtgittern geschlossen, um neben dem Licht auch der Luft freien Eintritt und Durchgang, dem lästigen Staube im Innern dagegen freien Abzug nach aufsen zu gewähren. Auch sie bedeckt bald ein dicker Staubmantel. Wie an den Fäden der Spinnengewebe und an den Drahtgittern der Staub, so haftet nach kurzer Zeit an den Drähten der Gitter unter Wasser der Schlick, welcher mit der Zeit sich immer mehr verdickt und die Maschen, wenn auch nicht ganz, so doch zum Teil füllt.

Diese Erscheinungen weisen nach:

1. die Adhäsionsfähigkeit der Fäden der Spinnengewebe sowie des Drahtes;
2. die Adhäsionsneigung der einzelnen Staub- bezw. Schlickteilchen.

Eine solche Adhäsionsneigung haben die im Wasser schwimmenden Teilchen in viel höherem Mafse, als die in der Luft schwebenden, weil sie schleimig und klebrig sind. Sie bilden da, wo sie haften und zur Ruhe kommen können, nach kurzer Zeit dicke Überzüge, die nicht wie der trockene Staub dem leichten Besen weichen, sondern bedeutend schärfere Mittel zur Störung ihres Gleichgewichtes brauchen. Die Schlickteilchen hängen sich an die Gitterdrähte fest an, sperren zwar nur langsam, aber sicher einem Wasserfädchen nach dem anderen den Durchgang, vermindern die Geschwindigkeit des Wassers hinter der Gitterwand und begünstigen dadurch die Ausscheidung zahlreicher von der Strömung getragener organischer Stoffe, seien sie dem unbewaffneten Auge sichtbar oder unsichtbar.

Aufserdem ist zu berücksichtigen, dafs Quallen, Algen und Wassermoose sich an den Drähten festsetzen, dafs sich kohlensaurer Kalk und Eisenoxydul auf ihnen niederschlägt, die niedersten Arten der Wasserfauna (Schaltiere) sich an ihnen anklammern und so mit der Zeit die Querschnittsfläche der Maschen verkleinert wird.

Der Versuch, eine Drahtbuhne in einem Flusse oder Bache einzulegen, in dem nur Thon- und Löfsteilchen oder feiner Sand treiben, wird nach diesen Hinweisen überall Erfolg haben, wenn das örtlich passende Verhältnis zwischen der Gröfse der Maschen, der Dicke des Drahtes, der Richtung und der Geschwindigkeit der Strömung ermittelt ist. Die Aufgabe ist hier wie in dem grobe Geschiebe führenden Strome dieselbe: das Gleichgewicht zwischen der Kraft des fliefsenden Wassers und dem Widerstande der Sinkstoffe, welcher aus ihrer Schwere oder Adhäsionsneigung oder Reibung hervorgeht, dauernd herzustellen.

2. Die Konstruktion der Gitterwerke.

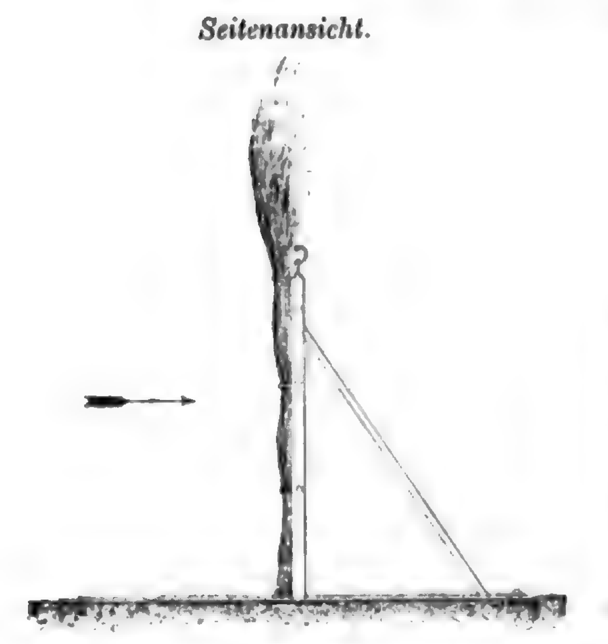
Die Form und Bauart der Gitterwerke ist nach dem Zwecke, den sie erfüllen sollen, verschieden. Wir unterscheiden:

1. Buhnen zur Einschränkung des zu breiten Bettes durch Verlandung der abgeschnittenen Flächen;
2. Grundschwellen zur Hebung wie Befestigung der Sohle und zur Ausgleichung der verschiedenen Gefälle oder in anderen Worten zur Herstellung und Erhaltung der mittleren Gefälle;
3. Leitwerke zur Führung der Strömung und Ablenkung derselben bei scharfem Anfalle gegen das Ufer;
4. Deckwerke zum Schutze angebrochener Ufer;
5. Parallel- oder Korrektionswerke zur Herstellung der Ufer des Mittelwasserbettes;
6. Hochwasserdämme.

Fig. 4. *Fach einer Buhne in einer Strömung von 1 m i. d. Sek.*

Mafsstab 1 : 20.

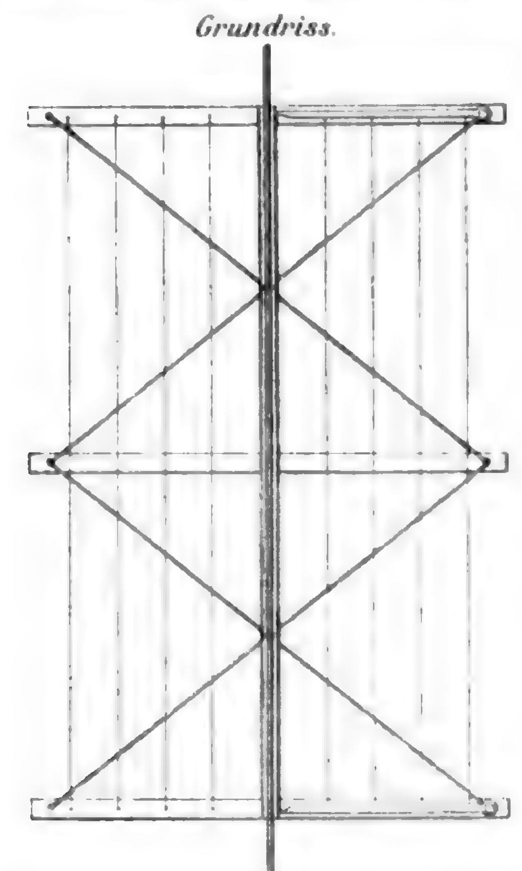
Seitenansicht.



Vorderansicht.



Grundriss.



Zur weiteren Besprechung gelangen hier nur die unter 1, 2 und 3 bezeichneten Bauten, da die Konstruktion der Deckwerke sich danach beurteilen läfst, auch weniger Bedeutung hat und die unter No. 5 und 6 bezeichneten Werke am Rheine bereits vollendet sind.

Die Gestaltung der Bauwerke ist aber auch abhängig

a. von der Stärke des Stromes,
b. von der Richtung, in der derselbe die einzelnen Werke trifft,
c. von der Gunst des Wasserstandes, die eine andere Bauart für die unter Wasser, eine andere für die über Wasser herzustellenden Bauten erlaubt.

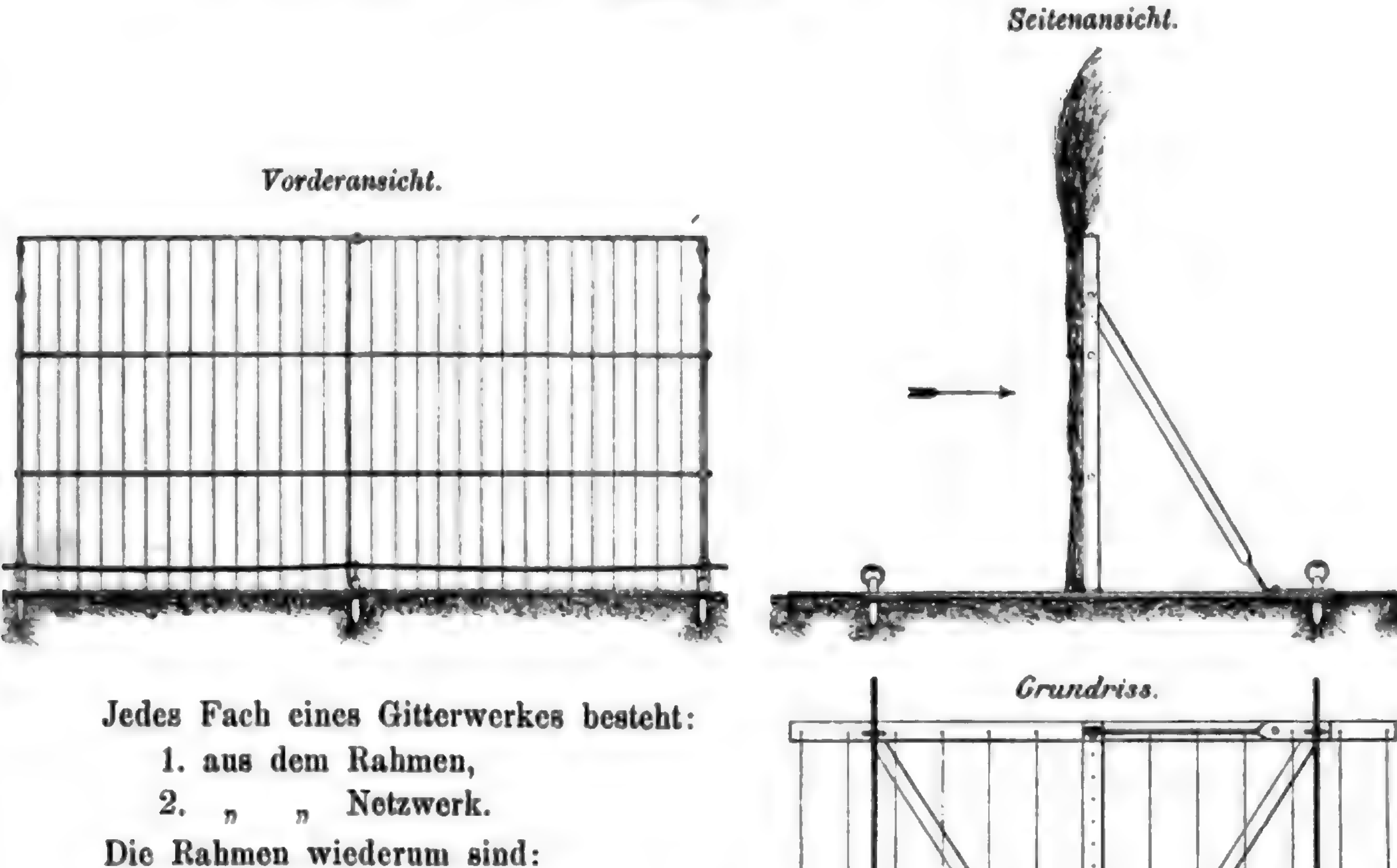
Dem ausführenden Techniker mufs danach die Bestimmung über die nach den angegebenen Gesichtspunkten zutreffende Bauart überlassen bleiben.

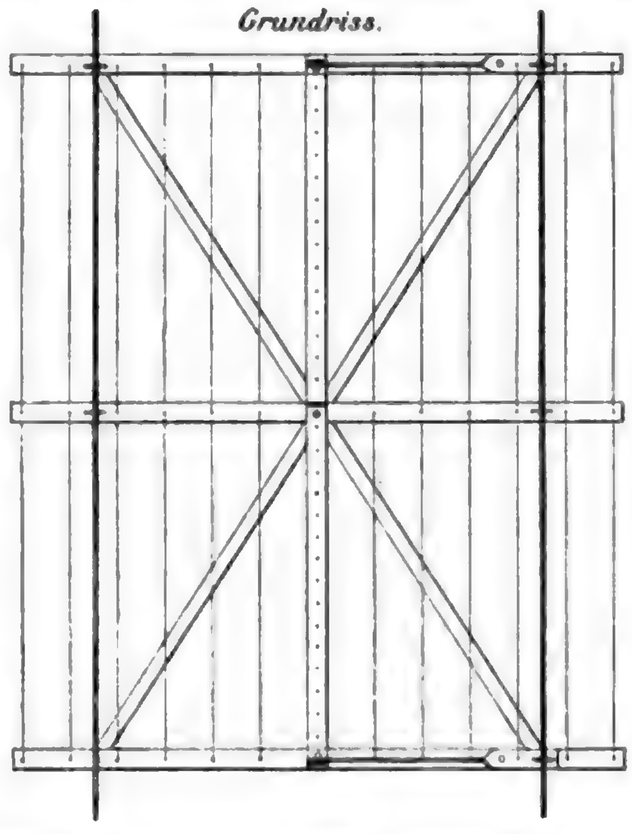
Bei der Wandelbarkeit des Bettes geschiebeführender Flüsse kann sie nicht mit Sicherheit vorher festgestellt, sondern nur allgemein bezeichnet und mit einer Durchschnittssumme veranschlagt werden.

Für den Bau der Gitterwerke sind folgende Bedingungen mafsgebend:

1. Sie müssen zum Zwecke leichten Transportes und bequemer Verlegung sich in einzelne Teile, Fache oder Böcke zerlegen lassen, die im Verbande genügende Schwere und festen Fufs haben, um dem Stofs des Wassers zu trotzen; sie dürfen ihm deshalb keine grofse Fläche darbieten.
2. Es müssen die Fache auch unter Wasser leicht zu verlegen sein.

Fig. 5. *Fach einer Buhne in einer Strömung von 1 bis 1,5 m i. d. Sek.*
Mafsstab 1:20.





Jedes Fach eines Gitterwerkes besteht:

1. aus dem Rahmen,
2. „ „ Netzwerk.

Die Rahmen wiederum sind:

a. Fufsrahmen, die auf der Sohle des Flusses liegen;
b. Wandrahmen, die von der Strömung getroffen werden.

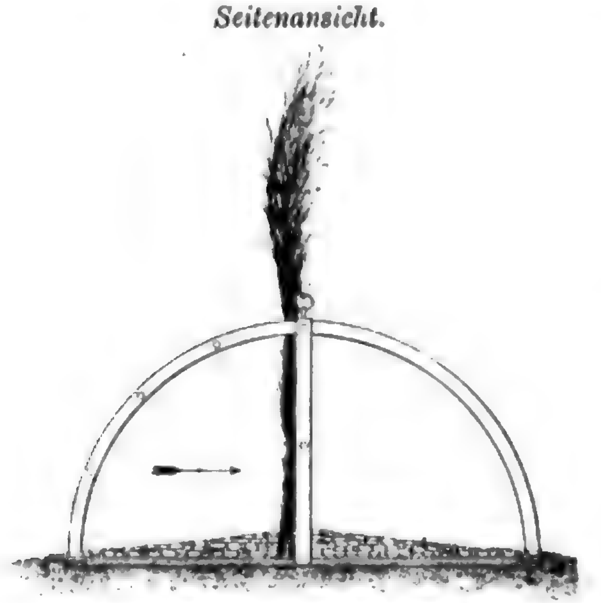
Die verschiedene Bestimmung der Rahmen bedingt ihre Abmessung wie die Form und die Verbindung des dazu verwandten Eisens. Mit Rücksicht auf den leichten Transport müssen sie teilbar sein, sodafs die einzelnen Stücke erst am Ort der Verwendung mittels Muffen verbunden, zusammengenietet oder verschraubt werden, worauf man das Drahtgeflecht mit Draht an den Schenkeln eines jeden Rahmens befestigt.

Die am Boden liegenden Fufsrahmen können eine wagrechte Fläche erhalten und so gestaltet werden, dafs sie sich der Sohle genau anschliefsen. Sie bieten der Strömung nur das Mafs ihrer Dicke als Angriffsfläche dar, sagen wir 0,5% bis 1% und haben allein den Zweck, die Standfähigkeit des Wandrahmens, der auf ihnen befestigt ist, durch die Reibung ihrer Schenkel am Boden und durch die Belastung des auf das dazwischen gespannte Netzwerk drückenden Geschiebes zu sichern. Es empfiehlt sich deshalb, die Fufsrahmen aus breitem Flacheisen zu machen. Biegt man die Enden der Schenkel des Fufsrahmens etwas um, wie es Fig. 4 ersichtlich macht, so werden sich die umgebogenen Enden (Zähne) in den Boden eindrücken und die Sicherheit der Lage der Fache vermehren.

Fig. 6. *Fach einer Buhne oder Grundschwelle in einer Strömung von 1,5 bis 2 m i. d. Sek.*

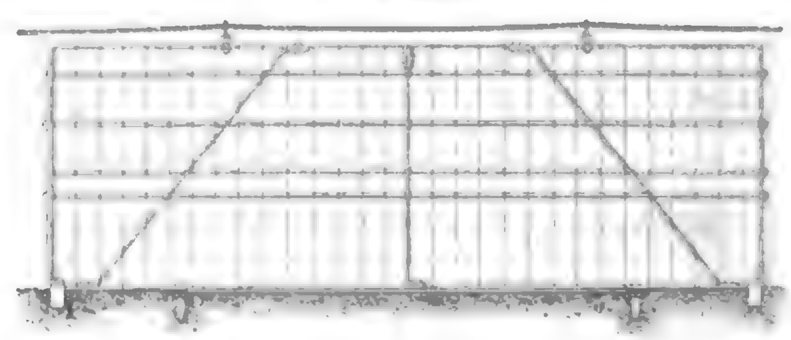
Mafsstab 1:20.

Seitenansicht.

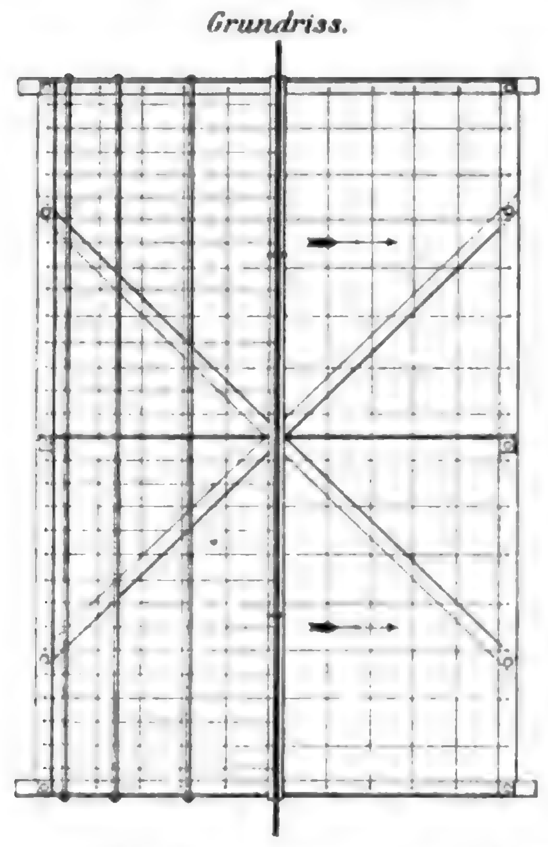




Vorderansicht.



Grundriss.



Nach der Gröfse des Widerstandes, den die Wand der Strömung leisten mufs, ist das Verhältnis der Länge des Fufses zu der Höhe der Wand verschieden. Je stärker die Strömung, desto kürzer mufs der Hebelarm des Angriffes, desto länger der des Widerstandes gemacht werden; um so niedriger mufs die Wand, um so länger der Fufs sein. Die bei Regulierungsarbeiten zu beobachtende Vorsicht macht es empfehlenswert, die Höhe der Gitterfache nicht über 1 m zu wählen und lieber 2 bis 3 und mehr Fache aufzustellen, wenn die untersten, ihrer Bestimmung entsprechend, verkiest worden sind. Die Breite des Fufses richtet sich selbstredend nach derjenigen der Fache, für welche Gründe bequemer Handhabung, Billigkeit und Sicherheit das Mafs von 1 m bis 3 m empfehlen. Je nach dem Angriffe der Strömung ist zwischen diesen Grenzen zu wählen.

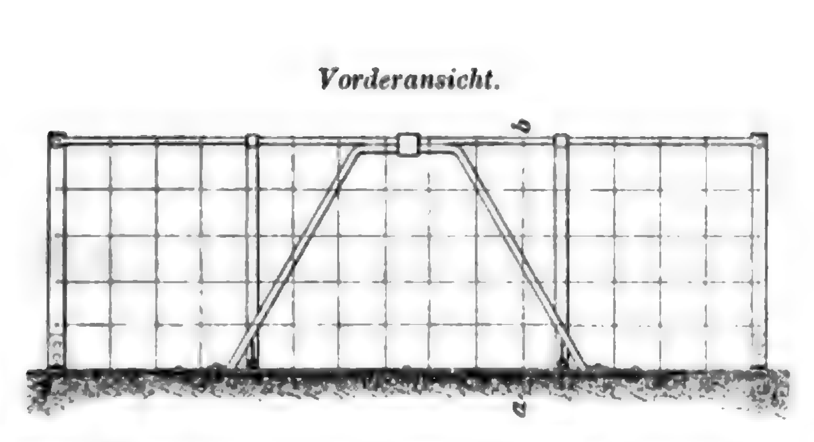
Die Beschwerung des Fufses zur Sicherung seines festen Standes kann, wenn der auf der Flufssohle laufende Kies und Sand es selbst nicht schnell genug besorgt, durch das Aufschütten, Versenken von Kies sofort nach der Aufstellung des Faches oder schon vorher, wenn es am Seile hängt, erfolgen. Der Kies bezw. Sand könnte auch flach in Säcke aus Packleinwand gefüllt und in diesen aufgelegt werden.

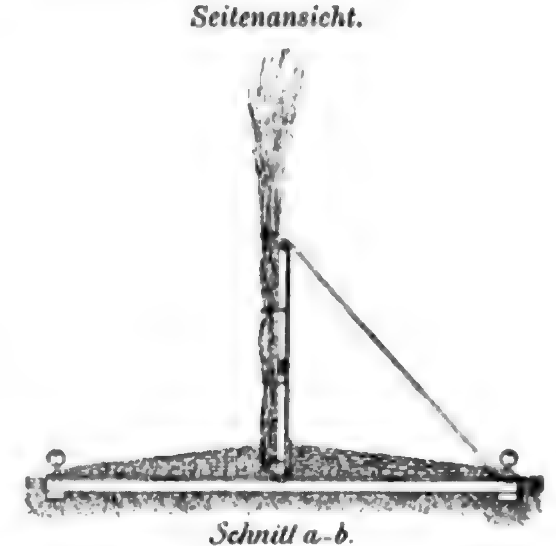
Das Netzwerk des Fufses kann mit einer 2,5 bis 3 cm hohen Betonschicht bedeckt und die Standfestigkeit des Faches für jede Geschwindigkeit des Wassers hinreichend vermehrt werden. Alle diese Mafsregeln verteuern den Preis eines Faches höchstens um 0,20, 0,50 bis 1 M. für den qm.

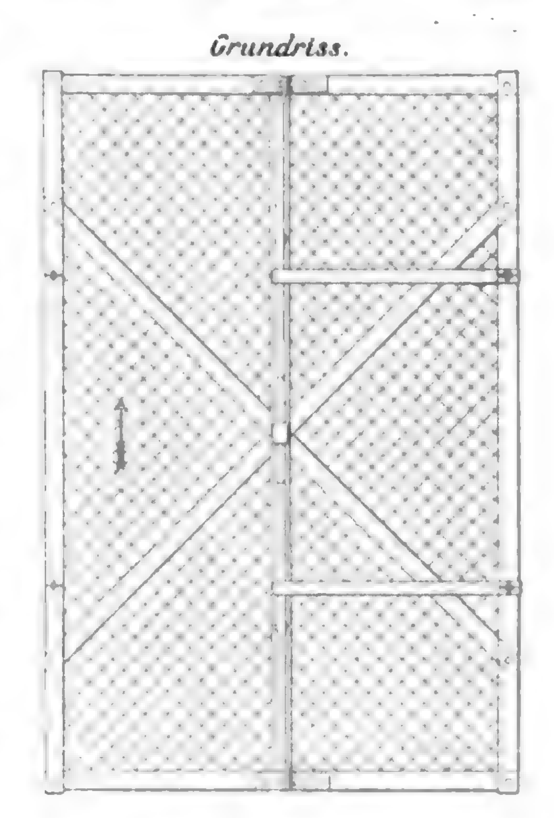
Für den Bau der von der Strömung voll oder beinahe voll getroffenen Wände ist die Stärke derselben sowie ihre Richtung bestimmend.

Fig. 7. *Fach eines Leitwerkes für Strömungen bis zu 2 m i. d. Sek.*

Mafsstab 1:20.







Wir unterscheiden wegen der den Gitterwerken zu gebenden Form und Stärke sowie der Schwierigkeit ihrer Verlegung unter Berücksichtigung, dafs die Geschwindigkeit des Wassers an der Flufssohle durchschnittlich nur halb so grofs ist, als in der Nähe des Wasserspiegels:

a. Gitterwerke, die auf der Sohle des Mittelwasserbettes im Trocknen errichtet werden;

b. solche für mäfsige Strömung unter und bis zu 1 m i. d. Sek. (Fig. 4); die stromseitige Wand und der Fufsrahmen werden mit Weiden durchflochten, letzterer mit Kies beschwert. Das Eisengewicht für 1 qm mit Eisen und Weiden verbaute Fläche d. Querprofils ohne Drahtseil u. Kleineisenzeug beträgt 9 kg;

c. solche für 1 bis 1,5 m Stromgeschwindigkeit (Fig. 5); die Behandlung ist die gleiche wie vorhin. Das Eisengewicht beträgt für 1 qm wie vorher 13 kg;

d. solche für 1,5 bis 2 m Stromgeschwindigkeit (Fig. 6); der Fufsrahmen wird mit Faschinenholz durchflochten und mit Kies beschwert, eine innere Wand mit Weiden hergestellt. Eisengewicht für 1 qm wie vorher 13 kg;

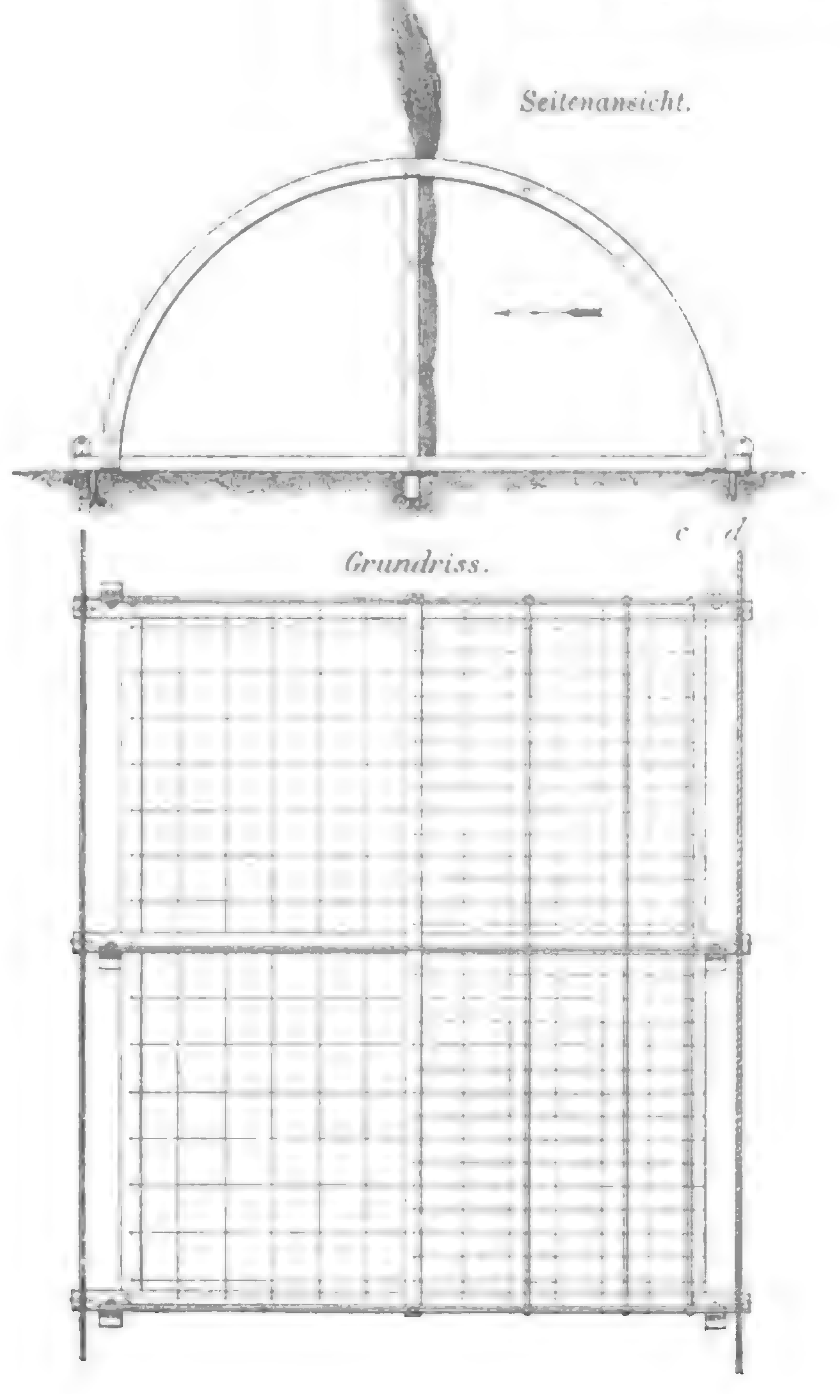
e. solche für 2 bis 3 m Stromgeschwindigkeit (Fig. 7 u. 8 und 10); die Behandlung ist wie bei Fig. 4. Eisengewicht bei Fig. 7 für 1 qm = 15 kg, bei Fig. 8 = 26 kg, bei Fig. 10 = 21 kg. Leitwerke in Strömungen von 3 m in der Sekunde und darüber erhalten einen breiteren Fufs und Winkeleisen an Stelle der Flacheisen *a—a*, *b—b* (s. Fig. 10), 1 qm wiegt dann 31 kg;

f. solche, die für 3 m Stromgeschwindigkeit und darüber hinaus gebaut werden (Fig. 11); die Behandlung ist dieselbe wie bei Fig. 4; das Eisengewicht beträgt für 1 qm wie vorher verbaute Fläche 31 kg;

g. schliefslich solche, die in den stärksten Strömungen noch mit Schutzdrähten gegen den Anprall von Treibholz zu versichern sind.

Fig. 8. *Fach einer Buhne oder Grundschwelle für eine Strömung von 2 bis 3 m i. d. Sek.*

Maßstab 1 : 20.



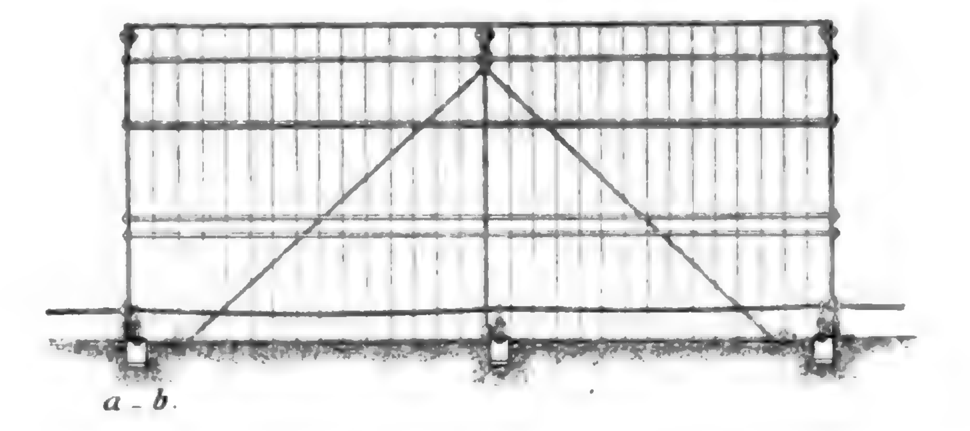


Fig. 9. *Einzelheiten der Schnitte nach a—b und c—d.* Maßstab 0,5.

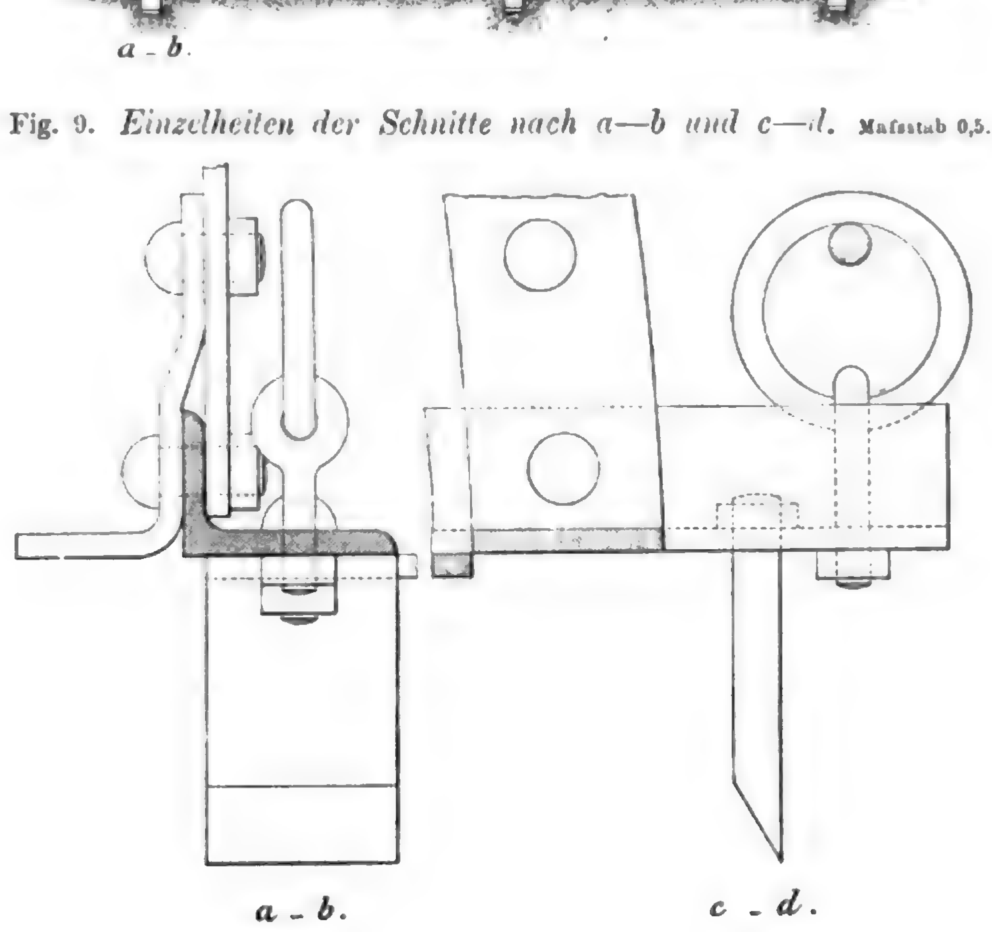


Fig. 10. *Fach eines Leitwerkes für 2 bis 3 m Strömung i. d. Sek.*
Mafsstab 1 : 20.

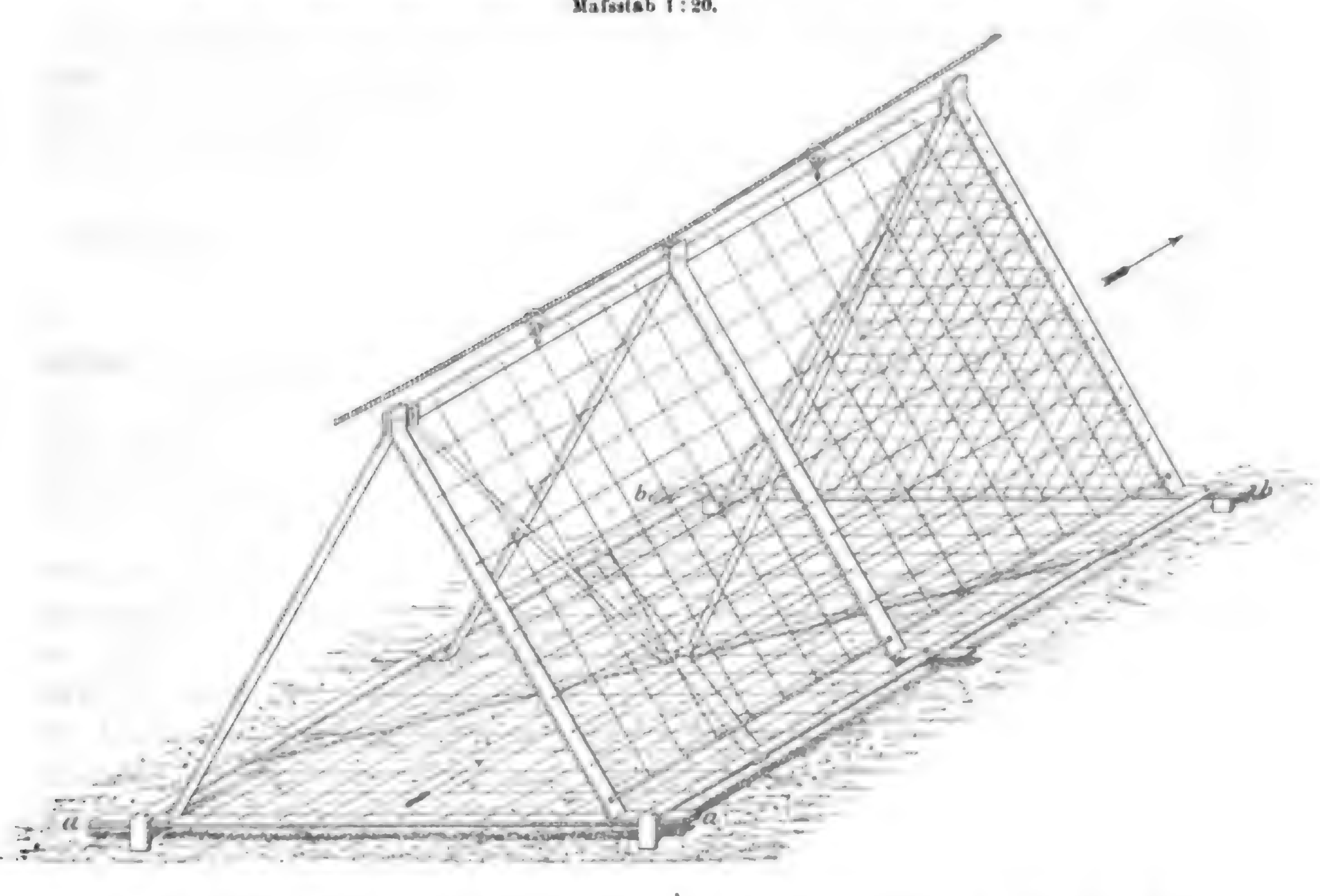
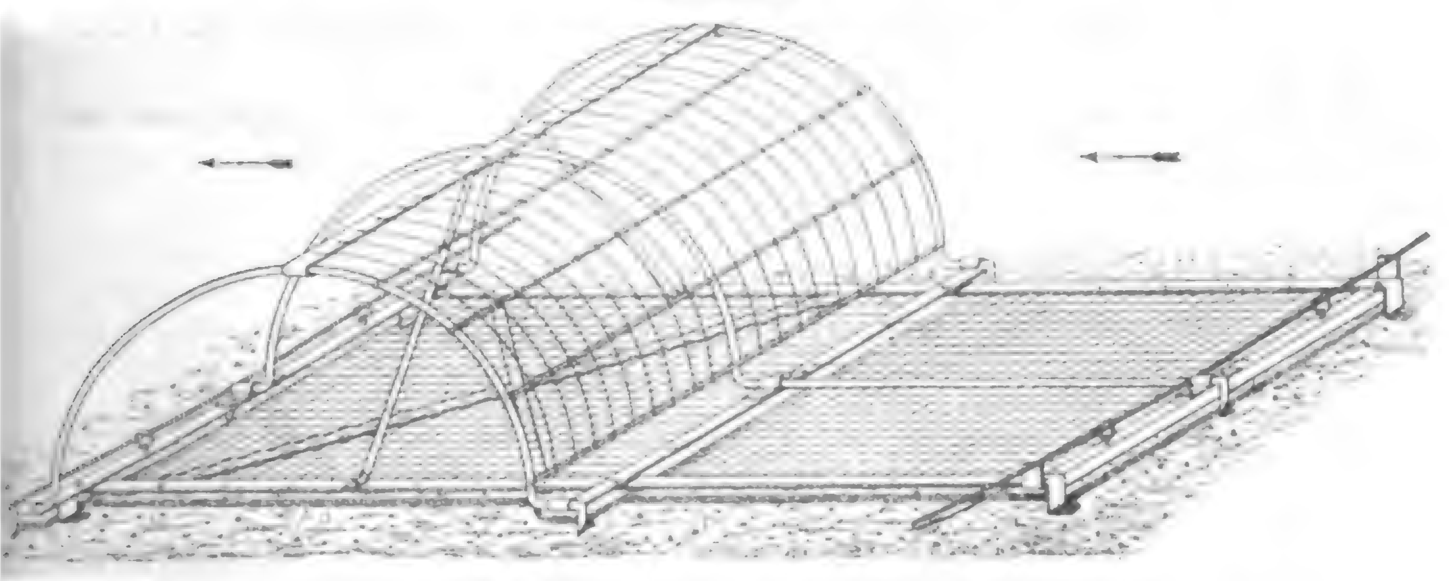


Fig. 11. *Fach einer Buhne oder Grundschwelle in 3 m Strömung i. d. Sek. und darüber.*
Mafsstab 1 : 20.



Hierzu gehören die Wände der Grundschwellen im Thalwege, deren Verlegung ziemlich senkrecht zur Richtung desselben besonders schwierig ist.

Die ganz oder in spitzem Winkel mit der Strömung laufenden Wände der Leitwerke sind ebenfalls unter Berücksichtigung der unter a. bis e. bezeichneten Geschwindigkeiten zu bauen, doch bedürfen sie keines besonderen Schutzes gegen den Anprall von Treibholz, da dieses an den wagrechten Drähten bezw. den eingeflochtenen Weiden entlang läuft.

Auch die Höhe der Wände und ihre Verstrebung richtet sich nach der Stärke der Strömung. Sie bedingt die Masse des zum Rahmen und den Streben verwendeten Flach- oder Rundeisens, sowie die Art der Verbindung zwischen Strebe und Rahmschenkel. Zu gebogenen Rahmen eignet sich Rundeisen eigentlich noch besser als Flacheisen, weil es sich nach allen Seiten leichter und billiger biegen läfst. Die im Halbkreise oder Bogen geformten Gitterwerke (s. Fig. 11) sind die teuersten, aber sie sind zu Grundschwellen in den stärksten Strömungen nicht zu entbehren.

Schreiten wir weiter zur Betrachtung des Netzwerkes, so ist auf den verschiedenen Zweck desselben aufmerksam zu machen, den es

α. im Fufsrahmen, gleichgiltig gegen die Strömung,

β. in der Wand abhängig von derselben, in beiden Fällen aber zur Zurückhaltung eines Teiles der Geschiebe erfüllt.

Im Fufsrahmen vermehrt das Netzwerk die Reibung des Faches auf der Sohle des Flusses, es versteift die einzelnen Schenkel des Rahmens und dient zu seiner Belastung als Auflager für den auf der Sohle herantreibenden Kies und Sand.

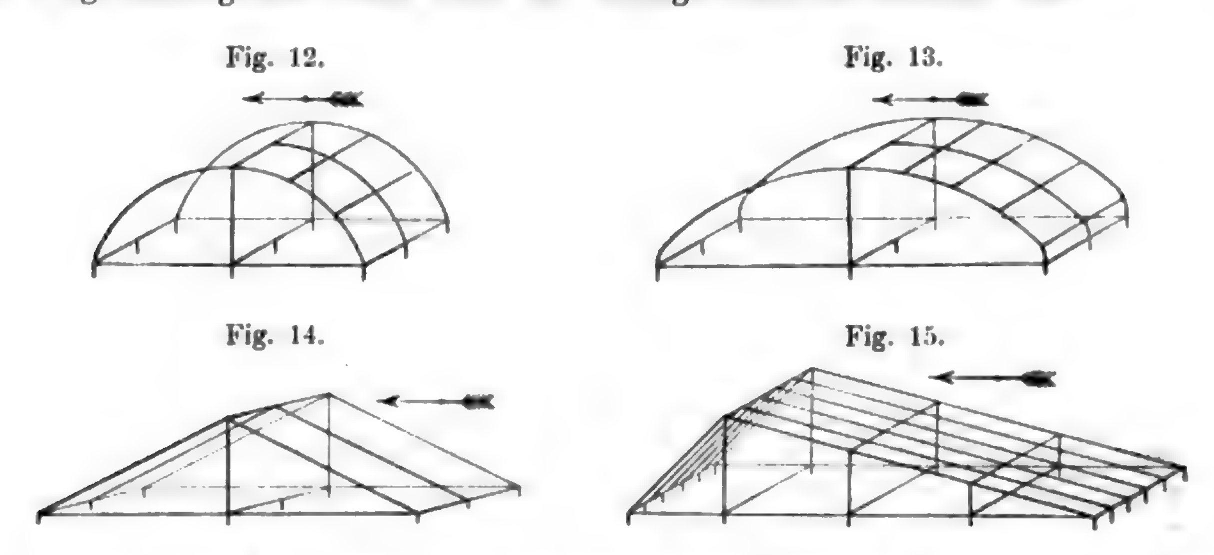
Deshalb empfiehlt es sich, ihm viel kleinere Maschen zu geben, als sie das Netzwerk der Wand erhält, damit das belastende Geschiebe um so mehr Fläche bedeckt. Zwischen Lauterburg und Hüningen wird eine Maschengröfse von 30 bis 50 mm und eine Drahtstärke von 1,3 bis 2 mm für das Netzwerk genügen. Das Netzwerk kann auch zum Schutze des als Ballast dienenden Kieses gegen das Forttreiben durch die Strömung an dem in der Stromrichtung thalwärts liegenden Ende des Fufsrahmens zu einem 5 bis 10 cm hohen Rande aufgebogen werden.

Die Maschenweite des Netzwerkes der Wände ist abhängig:

1. von der Kraft der Strömung und
2. von der Gröfse der Geschiebe.

Je gröfser die Energie der Strömung ist, desto weniger Fläche darf ihr der Draht des Netzwerkes bieten. Der Stofs des Wassers darf die Standfestigkeit des Faches nicht bedrohen.

Die nachstehenden schematischen Darstellungen (Fig. 12 bis 15) zeigen, wie dies durch Vergröfserung des Fufses bezw. der Auflagerfläche zu erreichen ist.



Es ist klar, dafs, wenn mit der Stärke der Strömung die Länge des Fufses wächst, auch die Eisengewichte und die Kosten eines jeden Faches wachsen müssen. Das Mafs dafür wird die Erfahrung feststellen. Die Vorsicht gebietet, bei der Schätzung der Kosten den Posten „Unvorhergesehenes“ entsprechend hoch zu halten.

Die Kontraktionsfähigkeit des Wassers ist ja so grofs, dafs ein sichtbarer Stau auch bei einer Geschwindigkeit des Stofses von 2,5 m vor 3 mm weiten Maschen und 0,5 mm starken Drähten nicht zu beobachten war; es ist also nicht der Stofs des reinen Wassers, sondern der Anprall der mit demselben treibenden festen Körper zu fürchten, welche in ihrem Laufe meistens den Thalweg einhalten. Vor der senkrechten Wand ist der Stofs stärker und gefährlicher als vor der halbkreisförmigen; vor der ersteren werden z. B. treibende Holzstücke vom Wasser glatt gegen das Netzwerk so fest angedrückt, dafs sie daselbst haften bleiben, während sie über die gebogenen Wände leicht hinweggleiten. Deshalb sollen senkrechte Wände nur in mäfsiger Strömung und nicht im Thalweg gebaut werden.

Die Maschenweite richtet sich aber auch nach der Korngröfse der Geschiebe, welche das Netzwerk aufhalten und zur Ablagerung bringen soll. Sind die Maschen zu grofs, so erfüllen sie diesen Zweck nicht, sind sie zu klein, so bleibt zu viel Geschiebe vor der Wand, zu wenig hinter derselben liegen, es mufs ein unvermitteltes Gefälle des Wassers vor und hinter der Stauwand entstehen, dessen Folge ein Übersturz und eine Auswaschung der Sohle sein würde. Das richtigste Verhältnis der Maschengröfse des Netzwerkes würde dann getroffen sein, wenn die Hälfte des Geschiebes vor der Wand staute, die andere Hälfte würde dann zwischen ihr durchschlüpfen und weiter laufen oder dahinter zur Ruhe gelangen.

Die Maschenweite mufs aber auch nach der Richtung des Stromstriches bemessen werden. Wenn der Winkel, den die Gitterwerke mit dem letzteren machen, sehr spitz ist, wie z. B. bei den Leitwerken, so würde die Strömung die Geschiebe an denselben entlang, aber nicht durch die Maschen hindurchführen. Die Leitwerke werden daher an der dem Thalweg zugekehrten Seite sehr grofse Maschen oder selbst nur wagrecht gespannte Drähte bezw. Weiden erhalten.

Auch die Frage, ob es da, wo nur parallele Drähte verwandt werden, vorzuziehen ist, dieselben senkrecht oder wagrecht zu legen, ist durch Versuche zu lösen, denn die Kiesel haben nicht alle die Form von Kugeln oder Eiern; die meisten sind glatt geschliffen, wie Scheiben und sie schlüpfen demnach mehr oder minder leicht durch die Maschen.

Nach dem Vorhergesagten wird die Weite der Maschen zwischen Strafsburg und Lauterburg für die rechtwinklig und aufrecht im Stromstrich des Rheines stehenden Gitterwerke 5 bis 6 cm betragen müssen. Für den Draht, aus dem sie geflochten werden, genügt eine Dicke von 1,3 bis 2 mm.

Mit diesen Abmessungen beträgt das Verhältnis des für die Strömung freien Querschnittes eines Faches zwischen 5,5 und 10% der verbauten Fläche, das Gewicht der senkrechten Fache

bei 1 m Höhe, 1 m Breite 16,5 kg,

das Gewicht der halbkreisförmigen Fache

bei 1 m Höhe, 1 m Breite 25 kg.

Das vorschriftsmäfsige Gewicht der Rheinbausteine ist zu 25 kg festgesetzt, die Gitterfache sind daher, selbst wenn sie halbkreisförmig 1 m Höhe erreichen, auf 1 m Breite nicht so schwer als ein solcher Normalstein, also ebenso handlich.

Das Netz- und Gitterwerk wird für alle vorher zu bestimmenden Abmessungen in der Fabrik geflochten und erst am Stromufer auf die Rahmen mit Draht befestigt, weil die einzelnen Fache beim Transport als sperriges Gut sonst zu viel Raum einnehmen würden.

Jedes Fach, welches tiefer als 1 m unter der jeweiligen Wasserlinie aufgestellt werden mufs und nicht von Hand direkt auf den ihm bestimmten Platz gesetzt werden kann, bekommt am oberen Bügel des senkrecht stehenden Rahmens 2 eiserne Ringe, s. Fig. 4. Bei den halbrunden Fachen werden diese Ringe an der über den Scheitel des Faches laufenden Schiene angebracht (s. Fig. 6). Durch diese Ringe laufen Führungsdrähte oder Seile von Draht, welche zur sicheren Verlegung der Fache unter Wasser in den am Ufer und im Strome abgesteckten Richtungen dienen. Die Ringe sind (wie die sogenannten Schlüsselringe) offen und werden erst über dem Seile in die Haken gehängt und geschlossen. Die Fache, die in starker Strömung verlegt und beschwert werden müssen, erhalten vier Ringe am Fufse. Auf den Drähten oder Seilen gleiten sie leicht in das Wasser; der Anschlufs an das vorhergegangene Fach hemmt erst ihren Lauf. Treibt aber das Wasser je fremde Körper auf die Führungsseile, die den flotten Lauf der Fache hindern, so mufs ihrem guten Anschlufs mit Stangen oder durch Zug an mit Haken versehenen Seilen nachgeholfen werden.

Ist die Sohle nicht ziemlich eben oder gar windschief, liegen die halbkreisförmigen Fache nicht fest auf dem Roden auf, so kann ihrem guten Stande durch Verlängerung der Schenkel des Fufsrahmens leicht nachgeholfen werden.

Die Fache oder Böcke stehen infolge des spezifisch hohen Gewichtes des Eisens, welches an der Luft 7,500, im Wasser noch 6,500mal mehr als dieses wiegt, infolge der Reibung ihrer Basis auf dem Grunde, der Sicherung, den sie an den beiden Führungsseilen finden, der geringen Fläche, welche sie dem so leicht sich teilenden und ausweichenden Wasser entgegensetzen und infolge ihrer Belastung mit Kies fest. Die Strömung wirft sie nicht um, so lange sich ihre Maschen nicht verstopfen oder treibende Hölzer, Bretter und Stämme sie treffen. Zur Abweisung derselben Schutzvorrichtungen anzubringen, bleibt vorbehalten.

Indessen darf man nicht Fanatiker der Drahtbauten werden. Jedes Mittel ist schliefslich für die Rheinregulierung empfehlenswert, welches billigen und schnellen Erfolg verspricht und ein solches bietet sich in der Verwendung der Weiden in Verbindung mit den eisernen Rahmen. Die Weiden allein entbehren eines genügend grofsen spezifischen Gewichtes, im Verbande mit dem spezifisch so schweren Eisen und dem als Belastung zu schätzenden Kiese sind sie zwar nicht überall, aber doch an vielen Stellen recht gut mit Vorteil zu verwenden.

Stellt man z. B. einen eisernen Fufs- und Wandrahmen wie nachstehend auf (s. Fig. 16), so kann man durch dieselben Weiden ziehen und mit Draht festbinden, die dann die Stelle des Drahtgeflechtes vertreten. Der Ballast, der Kies mufs das den Weiden fehlende Gewicht ersetzen. Die Weiden können länger als die Fufsrahmen und höher als die Wandrahmen sein, an der Sohle wird sie das Geschiebe bedecken, die Standfestigkeit jedes einzelnen Faches wird dadurch vermehrt. Soweit sie über den Wandrahmen hinausragen, wird die Strömung sie biegen, einen Teil ihrer Kraft dabei einbüfsen und in dem ruhigeren Wasser dahinter Geschiebe zur Ablagerung bringen, die sonst weiter gewandert wären. Einige Jahre lang dauert die Weide, die immer unter Wasser ist, aus, und schon nach dem ersten Sommerwasser mufs sie ihre Be-


Fig. 16.



stimmung, als Netzwerk zur Ausscheidung der Geschiebe aus dem Strome zu dienen, erfüllt haben.

Etwas billiger als die Verwendung von Drahtgeflechten stellt sich die Benutzung der Weiden und es würde gleichzeitig damit einem berechtigten Wunsche der Gemeinden und Privatbesitzer am Rheinufer nach Verwertung ihrer Weidenpflanzungen, die bisher bei den Faschinenbauten gebraucht worden sind, entsprochen.

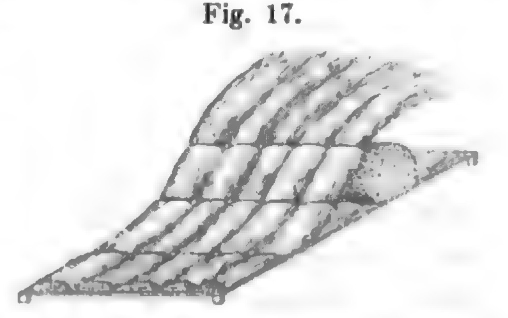
Die Benutzung der Weiden in den Wandrahmen verspricht gleiche Erfolge wie der Wolf'sche Schwebebau oder seine Gehänge, die zur Korrektion der Isar gedient, daselbst so energisch auf Kiesablagerung und, wo es notwendig war, auf Austiefung des Flufsschlauches hingewirkt haben. Sie werden wegen der Verwendung der eisernen Rahmen nicht so billig wie die Wolf'schen Gehänge zu stehen kommen, jedoch immer eines der billigsten Baumittel bleiben, besonders dann, wenn viel altes Eisen zu den Rahmen verwendet wird.

Ist die Stromsohle nicht horizontal und ist es unthunlich, durch Abziehen oder Zusammenziehen von Kies auf der trockenen oder nur in geringer Tiefe vom Wasser bedeckten Sohle den Fufsrahmen horizontal zu betten, so empfiehlt es sich ebenfalls, durch Unterbindung von Weidenbündeln (kleinen Faschinen) unter die hochzulegende Seite der Fufsrahmen den senkrechten Stand der Wand eines jeden Faches zu erreichen. Dieses Hilfsmittel ist einfach, bequem und billig, das durchlässige Weidenbündel staut das Wasser weniger, als wenn man festes Material dazu verwendete, hält aber Kies und Sand zurück, weil sich die Strömung des Wassers an ihm etwas bricht, jedenfalls aber seine Stärke dabei vermindert.

Kleine Weidenbündel werden auch seitlich an den Fachen mit Draht befestigt, um zu verhindern, dafs das zweite Fach sich scharf an das vorhergehende anlehnt. Es kann ein Zwischenraum von 5 cm zwischen je 2 Fachen bleiben, den die wandernden Kiesel mit der Zeit ausfüllen. Die Weiden haben hier also nur den Zweck, die Freihaltung dieses Zwischenraumes zu sichern. Derselbe bedeutet aber auch 5% Ersparnis an Fachwerk, deren in der Schätzung der Kosten absichtlich keine Erwähnung gethan worden ist, um etwaigen Mehrbedarf an Eisen damit zu decken.

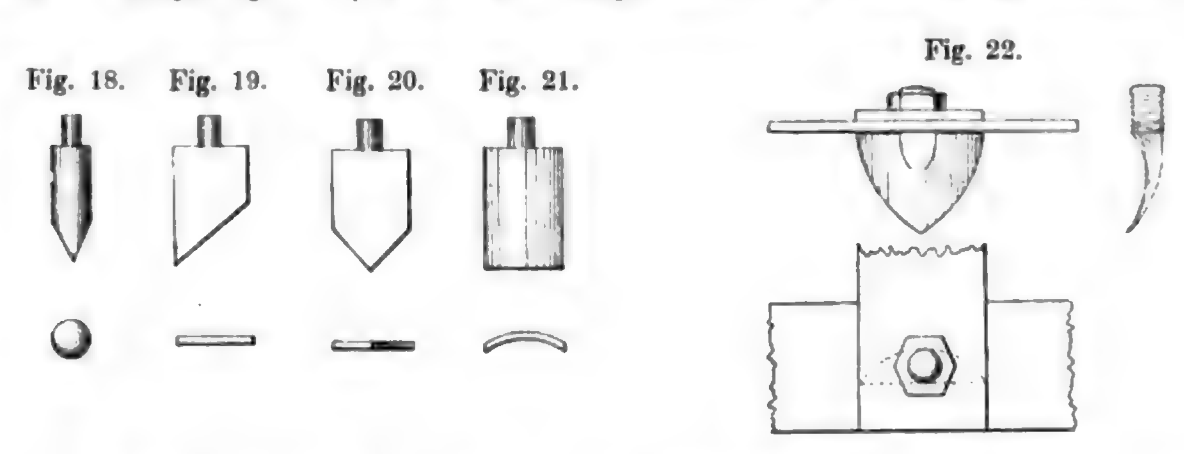
Ist nicht schweres Gerölle, sondern sind wie am Mittelrhein nur bohnengrofse Kiesel, Sand und Sinkstoffe zur Ruhe zu bringen, so empfiehlt es sich, die Strömung mittels auf der Sohle des Flusses befestigter Faschinen abzuschwächen. Zu diesem Zwecke wird ein Fufsrahmen aus Eisen mit Drahtgeflecht und Ringen konstruiert, wie ihn Fig. 7 zeigt und das Faschinenholz in der Art darauf mit Draht befestigt, wie dies nebenstehende Skizze (Fig. 17) verdeutlicht. Sodann wird der Fufsrahmen mit Ballast beschwert und wie andere Fache auf der Sohle verlegt. Das geringe spezifische Gewicht des Faschinenholzes bewirkt, dafs es sich nach der Oberfläche zu aufzurichten versucht, während die Strömung es niederdrückt und in dieser ununterbrochenen Arbeit einen Teil ihrer Kraft verliert. Unterhalb der so gebauten Buhne oder Grundschwelle kommt infolge dessen ein Teil der Geschiebe und Sinkstoffe zur Ablagerung, die die Flut mit sich führt und es wird nach und nach das Flufsbett erhöht.

Fig. 17.

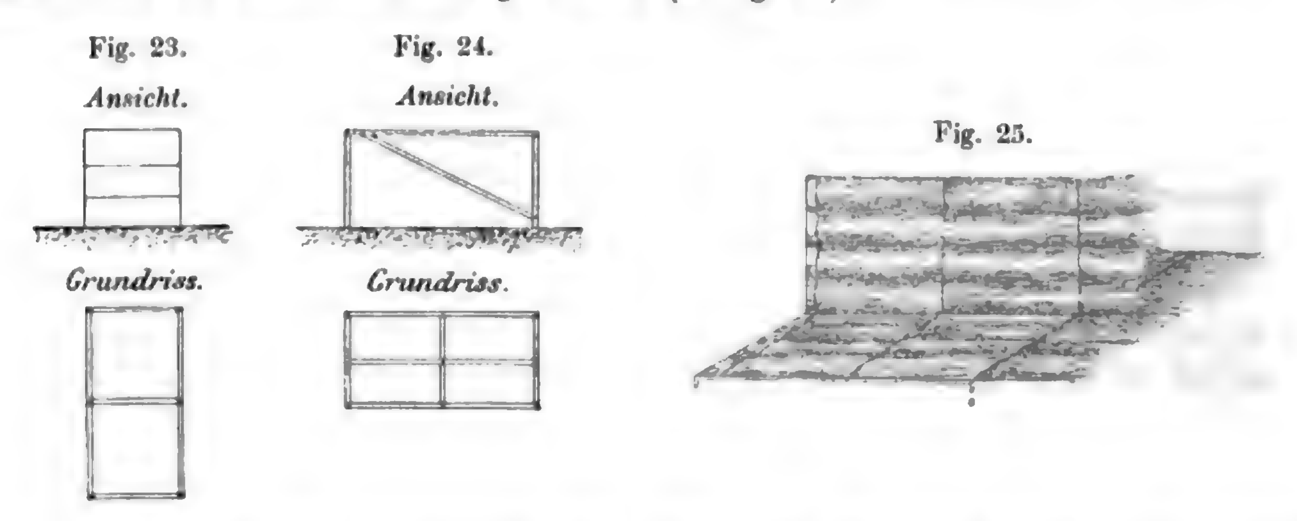


Das Faschinenholz vertritt also da, wo die Strömung nicht zu energisch und das Geschiebe klein ist, die Stelle des Wandrahmens, dessen Wegfall die Kosten vermindert.

Was die am Fufsrahmen angebrachten Zähne betrifft, so ist ihre Aufgabe, die Buhne, die Grundschwelle oder das Leitwerk gegen Zug und Schub so widerstandsfähig zu machen, so zu verankern, dafs es auf ihnen wie eine Egge fest im Grunde steht. Ihrer Form nach können es Kegel-, Säge- oder Schneidezähne sein (siehe Fig. 18 bis 21). Ihre Anzahl, ihr Durchmesser und ihre Länge mufs im richtigen Verhältnis zu der Stärke des Fufsrahmens stehen, die Zugfestigkeit desselben also mindestens gleich der Kraft sein, welche hinreicht, die Zähne, die den Armen der Anker zu vergleichen sind, zu verbiegen oder zu zerbrechen. Die Erfahrung wird ergeben, ob die vorderen — thalseitigen — Zähne, die auf Schub beansprucht werden, eine andere Form als die hinteren — bergseitigen —, welche dem Zuge widerstehen müssen, zu erhalten haben.



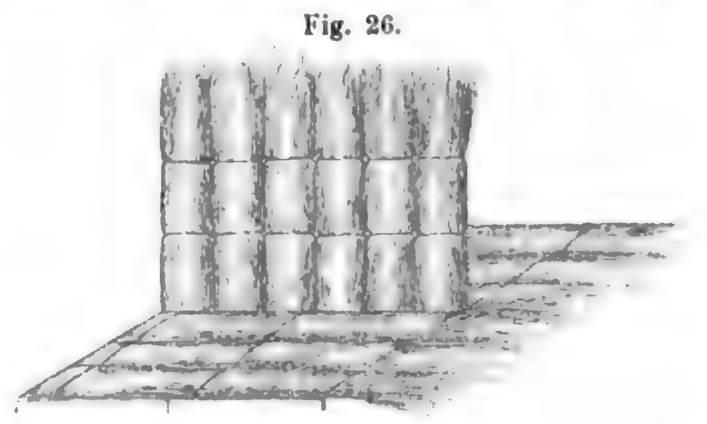
Die Zähne können nicht nur aus den umgebogenen Enden der Fufsrahmen gebildet, sondern in die Schenkel derselben besser neben- als hintereinander einzeln eingesetzt und mit Schrauben befestigt werden (s. Fig. 22).



Die Formen der Gitterbauten sind nach ihrer Bestimmung, nach dem Zwecke, den sie erfüllen sollen, verschieden gewählt. Aufser denen, die die schematischen Zeichnungen verdeutlichen, lassen sich andere mit denselben Mitteln, für weitere Aufgaben passend, arbeiten. Z. B. sind die Fache mit senkrechten Wänden bei anderer Stellung der senkrechten Rahmenschenkel, also anstatt der Anordnung Fig. 23 als Leitwerk gemäfs Anordnung Fig. 24 zu verwenden. Die senkrechte Wand wird dann wagrecht mit Weiden durchflochten, die thalwärts über den Rahmen hinausragen und bis an den anschliefsenden Rahmen übergreifen (s. Fig. 25). Dadurch wird den Wasserfäden ihr Weg angewiesen, die Geschwindigkeit des durch die Wand durchtreibenden Wassers geschwächt und Kies wie Sand ebenso hinter der geraden Wand zur Ruhe gebracht, wie hinter dem dreieckig gleichschenklig gebildeten Leitwerk.

Nimmt man die Höhe der Gitterfache mit senkrechten Wänden, die quer zur Stromrichtung zu stehen kommen, geringer als 1 m, z. B. 67 cm an, so wächst bei gleicher Gröfse des Fufsrahmens ihre Standfestigkeit. Bedarf es wegen geringer Strömung dieses Wachstums an Widerstand nicht, so nutzt man die Festigkeit der Wand durch das Einflechten senkrecht mit den Spitzen nach oben stehender Weiden aus, an denen sich die Strömung mildert (s. Fig. 26).

Fig. 26.



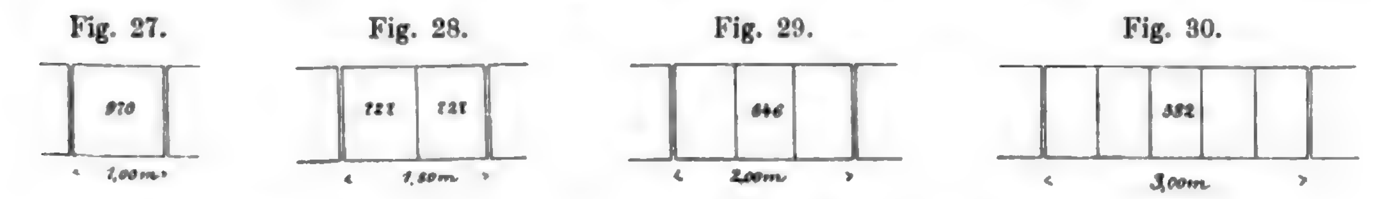
Würde z. B. die Aufgabe gestellt, den Abbruch einer Kiesbank über die zukünftige Kante des Niederwasserbettes rechtzeitig zu verhindern, bevor der Strom sie am Fufse unterspült und ihre von oben immer nachrollenden Massen fortträgt, so ist es nur möglich, die Schubkraft der Flut — Masse mal Geschwindigkeit — durch andere ebenso einfache aber sicher wirkende Kräfte aufzuheben. Dazu ist das grofse spezifische Gewicht des Eisens und das geringe spezifische Gewicht der Weiden, also der Auftrieb, gegeben.

Mit diesen Mitteln kann jeder Ingenieur die Konstruktion bilden, die ihm die beste und billigste scheint.

Betreffs der Breite und dem Anschlusse der Fache aneinander ist noch zu bemerken:

Die Zeichnungen Fig. 4 bis 10, in denen die Breite der Fache durchweg zu 1,5 m angenommen worden ist, geben nur ein schematisches, von der Ausführung verschiedenes Bild. Würden Fache von je 1 m Breite gebaut, so kämen nach je 1 m 2 Bügel der Rahmen in 5 cm Abstand nebeneinander zu stehen, während bei 15 mm Stärke des Rundeisens der Bügel nur 97 cm freier Zwischenraum blieben. Dieses Verhältnis ist ungünstig, bessert sich aber, wenn die Breite der Fache 1,5 m, 2 m und darüber genommen wird. Das äufserste zulässige Mafs mufs im Einzelfalle die Praxis feststellen.

Fig. 27. Fig. 28. Fig. 29. Fig. 30.



Dann kommen nach den vorstehenden Fig. 27—30 auf eine

Breite von	Zahl der Bügel bei 5 cm Abstand der Fache	Zwischenraum mm
1,50 m	3	727
2,00 „	4	646
3,00 „	6	582

Daraus geht hervor, dafs es sich empfiehlt, die Breite der Fache soweit als möglich auszudehnen, weil dadurch die überflüssige Kraft an den Anschlüssen über eine gröfsere Länge verteilt wird.

Die Qualität der Arbeit des Schmiedes oder Schlossers, die die Rahmen verlangen, ist die denkbar bescheidenste, da Sauberkeit der Ausführung als Luxus zu betrachten

und nur gutes Eisen und feste Nietung oder Verschraubung der einzelnen Teile zu fordern ist.

Der Frage nach dem Maſse der Belastung der Fache sind noch einige Zeilen zu widmen.

Nimmt man eine Maximalgeschwindigkeit der Strömung von 5 m in der Sekunde (d. i. 18 km in der Stunde) in der Nähe des Wasserspiegels an, so kann erfahrungsgemäſs die Geschwindigkeit nahe der rauhen Sohle im Rheine im Mittel höchstens zur Hälfte, zu 2,50 m in der Sekunde gerechnet werden. Bei einer solchen Geschwindigkeit würde man zwar die Fache nicht verlegen, sondern kleines Wasser dazu abwarten; aber diese Geschwindigkeit könnte doch eintreten, wenn die Fache schon stehen. Der Stoſs, den eine Strömung von 2,5 m in der Sekunde dann gegen eine senkrechte Wand ausübt, beträgt f. d. qm 2500 mkg. Gegen die Drahtgitterwand, die nur 5 bis 10% der Fläche der vollen Wand einer Steinbuhne oder Steinsenkfaschine besitzt, träfe die Kraft des Stoſses demnach nur mit 125 bis 250 mkg. Berücksichtigt man, daſs die Strömung Rundeisen bezw. runde Drahtfäden trifft, an denen sie abgleitet, dazu die Kontraktionsfähigkeit des Wassers, durch die ein Stau vermieden wird, so darf man den Kraftverlust wohl zu $^1/_3$ annehmen. Derselbe vermindert sich demnach für 1 Fach von 1 qm Fläche auf 83,33 bezw. 166,67 mkg oder rund 84 und 167 mkg. Schon in Strömungen von 3 m am Wasserspiegel, also 1,50 m an der Sohle sind für Buhnen und Grundschwellen halbkreisförmige Fache mit Vorboden zu verwenden. Ihr Gewicht G, ihre Reibung auf der Sohle r, der Halt, den sie am Draht oder Seile finden s, der Eingriff ihrer Zähne in den Grund z muſs der Stärke des Wasserstoſses L das Gleichgewicht halten, also

$$L = G + r + s + z \quad \text{sein.}$$

Vernachlässigt man r, s und z und betrachtet sie nur als eine Erhöhung der Sicherheit der Standfestigkeit eines Faches, so bleibt $L = G$; G setzt sich zusammen aus g, dem Gewicht des Faches, etwa 31 kg und g_1 der Belastung mit Kies. Dieselbe muſs bei dem

$$\left.\begin{array}{l}\text{Maximum des Stoſses}\\ \text{Minimum}\quad\text{„}\quad\text{„}\end{array}\right\}\text{betragen}\left\{\begin{array}{l}167-31 = 136\ \text{kg}\\ \ \,84-31 = \ \,53\ \text{„}\end{array}\right.$$

Wird die Belastung mit Kies (oder Sand in flachen Säcken) ausgeführt, so ist das spezifische Gewicht desselben im Wasser durchschnittlich zu 2000—1000 = also zu 1000 anzunehmen und bei dem Maximum der vom Stoſse getroffenen Fläche von 10% sind 0,136 cbm, bei dem Minimum derselben von 5% sind 0,053 cbm bei einfacher Sicherheit erforderlich.

Da sich indessen eine mehrfache Sicherheit, also auch eine ihr entsprechende Vergröſserung der Belastung empfiehlt, die Last andererseits über die Sohle nicht hoch herausragen darf, um Stau und Wellen zu vermeiden, so muſs die Belastung vermehrt oder die Auflagerfläche entsprechend verlängert werden, wie aus der schematischen Darstellung Fig. 12—15 ersichtlich ist.

Da die gröſste Vermehrung der Belastung auch die gröſste Sicherheit giebt, daſs die Fache von fremden im Strome treibenden Körpern nicht umgerissen noch beschädigt werden können und ein cbm f. d. qm eines Faches dazu verwandter Kies auch mit Gewinnung, Transport und Aufbringung auf das auf der Stromsohle stehende Fach nur 60 Pf. kostet, so kann eine verschwenderische Belastung als die in jeder Hinsicht billigste und beste warm empfohlen werden.

Über die Verlegung der Fache wird in einem späteren Kapitel gesprochen werden; es sei gestattet hier vorzugreifen und der Wirkung der Gitterbauten einige Worte zu widmen. Selbstredend ist dieselbe nur da schnell zu erwarten, wo in lebhafter Strömung viele Geschiebe laufen.

Kaum hat der untere Rahmen den Boden erreicht, so beginnt schon die ruhelose Flut ihn mit Sand oder Kies zu bedecken und zu belasten. Das erhöht sofort die Widerstandsfähigkeit des senkrecht stehenden oder halbkreisförmigen Rahmens gegen die Energie der Strömung, die weiter Kiesel auf Kiesel heranwälzt, die kleineren durch die Maschen des Netzes oder das Gitterwerk hindurchschiebt, die gröfseren davor liegen läfst. So hebt sich die Sohle vor dem Fache stetig, in gleichem Mafse nimmt die Geschwindigkeit der Strömung dahinter ab und die Geschiebe, die das Wasser früher forttrieb, kommen jetzt auf der Stromsohle zur Ruhe. Die Höhe der Wand vermindert sich, der Hebelarm des Angriffs wird immer kleiner und immer mehr wächst die Widerstandsfähigkeit der Wand.

Der Erfolg ist derselbe, den der arme Sandzieher durch die Aufstellung des Flechtzaunes aus Weiden auf der Kiesbank erzielt.

Sobald die aus einzelnen Gitterfachen gebildete Buhne verkiest ist, hat sie ihre Schuldigkeit gethan. Die Dauer des Gitterwerkes ist deshalb von nebensächlicher Bedeutung, weil im regulierten Strome wesentliche Profilstörungen durch Auswaschung und rotierende, kolkende Strömungen nicht vorkommen dürfen noch können.

Während der Kopf jeder Steinbuhne konisch abgepflastert werden mufs, legt die Strömung vor dem wasserseitigen Ende eines Gitterwerkes das Geschiebe selbst kegelförmig in dem dem Gleichgewichte zwischen Geschwindigkeit und Sohlenwiderstand entsprechenden Neigungswinkel an. Es erklärt sich dies überraschende Resultat leicht aus dem allmählichen Stau der Geschiebe vor der Drahtwand, dessen Wirkung sich auch noch seitlich äufsert.

Ebenso bildet der Strom sein konvexes Ufer als Kegel mit breiter Basis und geringer Höhe selbst aus, wenn das konkave Ufer befestigt ist.

Den schädlichen Wasserüberstarz, der über jede Steinbuhne hinweg, dahinter auskolkend, stattfindet, wird man hinter der Drahtgitterbuhne nie finden.

Während die Geschiebe beider Steinbuhnen viel mehr oberhalb als unterhalb zur Ruhe gelangen, lagern sie sich bei richtiger Wahl der Maschenweite gleichzeitig ober- und unterhalb der Gitterwände an, was den raschen Fortschritt der Verlandung sehr fördert. Das Netzwerk bietet eben der Strömung kein Hindernis, stört ihre Richtung nicht plötzlich, lenkt sie nicht schnell, sondern allmählich ab. Ungehindert führt sie am Boden leichte und schwere Sinkstoffe der Drahtbuhne zu, läfst die grofsen Stücke, die nicht durch die Maschen schlüpfen können, davor liegen und treibt die kleineren Geschiebe weiter, bis sie in ruhigerem Wasser zur dauernden Ablagerung kommen.

Indessen bietet die Verwendung von Drahtgitterbauten auch Bedenken und Schwierigkeiten, wozu die Möglichkeit ihrer vorzeitigen vollständigen Verstopfung durch die im Wasser treibenden Hölzer und Pflanzenteile gehört. Unter den letzteren sind nicht nur die heimischen Wasserpflanzen, z. B. das Lock- und Lieschgras *(Glyceria spectabilis* und *fluitans)*, die verschiedenen Arten des Rohres, Schilfes und Grases *(Thypha*, *Phalaris*, *Phragmites* und *Carex)*, die Wasserbinsen *(Scirpus)* und Linsen *(Lemna)*, die weifsen und gelben Teichrosen *(Nimphea alba* und *Nuphar luteum)*, die zahlreichen Arten *Potamogeton*, *Ranunculus* und *Batrachium*, — Laichkraut, Hahnenfufs, Froschkraut —, die Bachbunge *(Veronica beccabunga)*, das Pfeilkraut *(Sagittaria sagitti-*

folia), die Schwanenblumen *(Butomus)*, die Wasserpest *(Elodea canadensis)* und ihre abtreibenden Teile, sondern auch die Blätter der Bäume zu verstehen, welche der Wind dem Strome zuweht. Soweit diese Pflanzenteile vom Wasser auf der Oberfläche oder in der Nähe derselben weiter getragen werden, schwimmen sie über die Drahtgitter; treiben sie aber in der Nähe der Sohle, so bleiben sie am Gitter haften. Da kann der Fall eintreten, daſs sie die ganze Gewebefläche schnell bedecken, verstopfen, daſs sie das Gitter zu einer Stauwand machen, durch deren Maschen das Wasser nicht mehr frei abflieſst, sondern vor der es sich wie vor einer massiven Grundschwelle erhebt und sie zu unterspülen sucht. Es hat dann die Neigung, diese Wand zu kanten, umzuwerfen und könnte dadurch eine empfindliche Störung im Strombette veranlaſst werden. Ein Übersturz des Wassers über die verstopfte Gitterwand darf nie eintreten, es soll stets möglichst frei hindurchflieſsen. Um dieses Ziel zu erreichen, müssen die Netzmaschen so groſs als die Gröſse der Geschiebe, die sie zurückhalten sollen, es nur irgendwie erlaubt, gewählt, die Aufstellung der Gitterwände da, wo es nötig und möglich, aber in eine andere Periode als die des Blätterfalles und des Abtriebes der Wasserpflanzen verlegt oder in dieser Periode die Gitterwände nicht im Stromstriche, in dem die meisten das Wasser verunreinigenden Bestandteile herantreiben, aufgestellt werden.

Im Rheine sind bis zum Einfluſs der Kinzig und Ill vom Strome zugeführte Wasserpflanzen wenig zu fürchten, da sie nur in den stillen und wärmeren Altwassern vorkommen, die Temperatur des Hauptstromes für ihr Gedeihen zu niedrig, seine Tiefe zu groſs, seine Sohle zu veränderlich, seine Strömung für sie meist zu reiſsend ist.

Die Erfahrung wird am besten die Mittel zeigen, in welcher Weise etwaiger Verstopfung der Drahtwände am besten zu begegnen ist. Die gröſste davon zu erwartende Beeinträchtigung der Arbeiten würde in manchen Flüssen die Notwendigkeit sein, sie in den 6 bis 8 Wochen des Absterbens des Pflanzenwuchses auszusetzen.

Dem Verstopfen der Gitter kann durch die Verwendung paralleler Drähte, die zwischen den Rahmen vertikal eingespannt sind, wesentlich abgeholfen werden, weil dabei die eine Hälfte der gespannten Drähte wegfällt (Fig. 5). Die Gefahr des Umkantens wird durch die vorhergehende Aufstellung der Leitwerke und die nachfolgende der niedrigen halbkreisförmigen Gitterbuhnen oder schrägstehender Gitter mit breiter Basis vermindert, da dann das Treibzeug im Strome meistens dem Thalwege folgen[28]) wird.

Hat die Sohle, wie es hinter einer Kiesbank der Fall ist, eine so groſse und wechselnde Neigung, daſs sich eine Drahtwand nicht senkrecht wie die vorhergehende, sondern mit einer Abweichung vom Lote aufstellt, so werden die zwei thalwärts des Staues gelegenen Stützpunkte jedes Gitterbockes verlängert. Es geschieht dies entweder durch Unterfütterung des Fuſsrahmens mit Faschinenholz, wie schon vorher gesagt (siehe Fig. 31) oder durch das Anschrauben eiserner Füſse, von denen auf der Baustelle immer Vorrat zu halten ist, unter den Fuſsrahmen (siehe Fig. 32). Diese Notwendigkeit wird am Rheine nicht zu häufig, eigentlich nur hinter den mit 25—30° abfallenden Kiesbänken eintreten, da Sohlengefälle selbst von 1 : 15 oder 6° dem guten Stande der Böcke keine Schwierigkeiten bereiten. Die Anschlüsse der Gitterwände am Ufer an

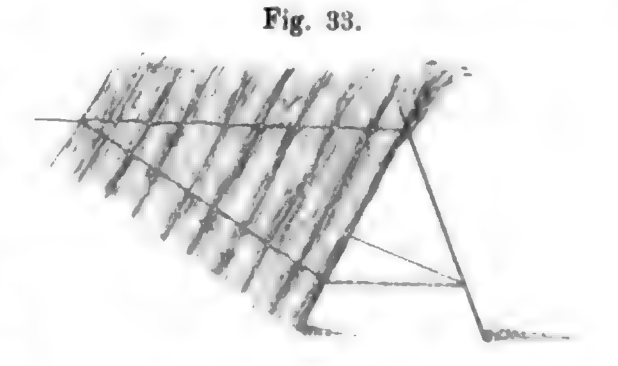


Fig. 31. Fig. 32.

[28]) Ich nenne hier „Treibzeug" des Stromes, was der Engländer mit „Plankton" im Meere bezeichnet.

der Stelle, die beim Buhnenbau als die Wurzel der Buhne bezeichnet wird, bedürfen zur Herstellung einer anschmiegenden Verbindung mit der Böschung des Parallelwerkes, die mit Faschinen und ganz unebener Steinpackung bedeckt ist, besonderer Behandlung. Das starre Drahtgeflecht legt sich nicht eng genug an die Steine an; die Flacheisen würden zuviel Zwischenraum zwischen ihrer Unterkante und den Steinen lassen. Die Böcke sind deshalb nicht auf Flächen, sondern blofs auf drei Stützpunkte, Füfse, zu stellen, deren oberster wagrecht gegen die Böschung läuft, während die beiden anderen gegen die Vertikale geneigt sind und sich oben kreuzend aufstehen. Die drei Füfse werden durch Streben miteinander befestigt und auf die bergseitige Fläche werden Weiden gebunden, deren Spitzen bei ebenem Strombette nach oben, bei unebenem nach unten gekehrt werden können. In letzterer Stellung schmiegen sich die Weiden allen Vorsprüngen, Tiefen, Ecken oder Kanten an und stauen den wandernden Kies ebenso, wie ein Gitter (s. Fig. 33).

Fig. 33.



Die anzustellenden Versuche müssen nach den örtlichen Verhältnissen eingerichtet, ihnen angepafst und gemäfs den dabei gemachten Erfahrungen abgeändert werden.

Der ausführende Techniker mufs etwas Beobachtungsgabe und erfinderischen Geist entwickeln, denn nach der Stärke des Stromes, seiner Tiefe, der Beschaffenheit seiner Sohle und der Ufer, seiner Wasserflora, der Gröfse der von ihm mitgeführten Sinkstoffe, sowie nach der Jahreszeit, werden die zu bewältigenden Aufgaben andere sein. Wie sie sich aber auch gestalten, ein Mittel zu ihrer Lösung mufs gefunden werden und jede Beobachtung, jeder Vorschlag, jede Mitarbeit dazu ist willkommen.

3. Gitterbauten über Wasser.

Die bei Niederwasser im trocken liegenden Bette auszuführenden Drahtgitterbauten erfordern geringere Mühe und Kosten, als die Bauten unter Wasser, schreiten sehr schnell voran und bedürfen nur der gewöhnlichsten Arbeitskräfte. Nach den angestellten Ermittelungen können auf 1 km Rheinstrecke rund 1000 qm Gitterwerke über oder wenig unter dem niedersten Wasserspiegel von Hand aufgestellt werden. Um Enttäuschungen zu vermeiden, sind sie aber zu dem gleichen Durchschnittspreise wie die unter Wasser zu versenkenden Werke berechnet worden, obwohl die Fufsrahmen und Drahtseile dabei gespart werden und ihr Konstruktionsgewicht geringer als das durchschnittliche ist. Sie sind nach den Andeutungen der Zeichnungen (s. Fig. 4—8) für Buhnen in mäfsiger Strömung, bis zu 1 m in der Sekunde, in beliebigen Breiten der Fache zu bauen; das Drahtgeflecht der Wand ist etwa 15 cm in den Kies hinabzuführen, also entweder einzugraben oder in gleicher Höhe mit Kies anzuschütten.

4. Die Verlegung der Gitterfache unter Wasser.

Vor dem Einbaue eines Gitterwerkes in das Strombett zur Erreichung der von den beiden Rheinuferstaaten zu vereinbarenden Längen- und Querprofile erfolgt die genaue Aufnahme und Zeichnung der Flufssohle, auf die es zu stehen kommt und danach der Entwurf des Gitterwerkes selbst. Nach dessen Mafsen werden die vorher ge-

arbeiteten eisernen Fache ausgewählt, auf dem Ufer zusammengestellt und dann Stück für Stück zur Verlegung gebracht. Jedes Fach oder Bock hat am Wand- oder Fußrahmen Ringe (vergl. Fig. 4 u. 5), die zunächst offen sind, über den zur Versenkung der Fache dienenden Drähten oder Drahtseilen aber geschlossen werden, sodafs die Böcke an den letzteren hängen, wenn man sie hebt. Die Ringe können auch über die Drähte oder Seile geschoben und an den Rahmen verschraubt werden. Die Drähte oder Seile liegen auf 2 Winden, die auf der Senkbrücke, dem Arbeitsschiff (2 gekuppelten, mit Holzboden bedeckten Nachen von je 17000 kg Tragfähigkeit, deren feste Lage im Strome durch Strom- und Windanker gesichert ist) stehen.

Von dieser Senkbrücke aus erfolgt die Verlegung oder vielmehr Versenkung der Drahtgitterwerke. Auf den 2 Drähten oder Drahtseilen, die am Ufer oder auf der Kiesbank mit Pfählen befestigt oder verankert sind, gleitet der Bock wie auf einer schiefen Ebene durch die eigene Schwere leicht bis zur Flufssohle. Sollte er sich je klemmen, so wird vom Ufer oder von dem Arbeitsschiff aus mit Stangen oder von der Seite her, gegen die er gleitet, durch Zug an einem mit Haken an ihm befestigten Seile nachgeholfen, bis er genau die Stelle an der Sohle des Stromes erreicht hat, auf die er nach dem Entwurfe zu stehen kommen soll. Dann werden die anderen neben ihn zu stellenden Böcke von beiden Seiten, bei der Verlegung von Leitwerk nur von der Bergseite her, in ähnlicher Weise versetzt.

Die Steindeckung der Böschungen mufs an der Stelle, auf die ein Gitterfach zu stehen kommt, vorher etwas geebnet, die Steine weggezogen oder Kies darüber geschüttet werden, wenn sie scharf gebrochene Linien zeigt, damit ein leidlich enger Schlufs zwischen dem unteren Rahmenstück des Bockes und dem Strombette erreicht wird. Ebenso zweckdienlich ist in solchen Fällen eine Unterfütterung der Fufsrahmen mit Faschinenbündeln. Ein Zwischenraum von der mittleren Gröfse der Geschiebe, die im Rheine wandern, wird von diesen schnell geschlossen, sobald sie laufen; viel gröfsere Zwischenräume dagegen erst durch zufällig antreibende Zweige, Wasserpflanzen u. s. w.

Die bei den Regulierungsarbeiten vorgesehene Belastung der Fache erfolgt nach Einbringung der Seile in die Ringe, unmittelbar bevor das Fach auf den Drähten oder Seilen auf die Sohle gleitet oder sofort hinterher. In letzterem Falle ist die treibende Wirkung der Strömung richtig abzuschätzen und der zur Beschwerung der Fufsrahmen bestimmte Kies in genügender Entfernung in den Strom oberhalb des Gitterwerkes einzuwerfen, damit ihn das Wasser nicht über dasselbe hinausträgt.

Etwaige Bedenken gegen das leichte Versenken der Fache oder Böcke müssen hier näher erörtert werden.

Unterscheiden wir zunächst das Verlegen von Leitwerken und dasjenige von Buhnen und Grundschwellen.

Weil die ersteren zuvor und parallel oder beinahe parallel mit dem Stromstrich, die anderen später und der Quere nach, beinahe senkrecht zum Stromstrich, verlegt werden, so ist ersichtlich, dafs die Strömung bei dem von unten beginnenden, nach oben fortschreitenden Versenken der Leitwerke durch den Stofs des Wassers gegen den zu versenkenden Bock fördernd mithilft und nur dem Verlegen der Buhnen und Grundschwellen Schwierigkeiten bereitet.

Dafs es unzweifelhaft möglich ist, Gitterwerke auf der trocken liegenden Sohle des Rheines, ferner bei Niederwasser und etwa 2,50 m tief unter demselben, d. h. so tief, als das Auge bei kleinem Wasserstand noch reicht, von Hand oder mittels Krahnen

sicher verlegen zu können, wird von Niemand bestritten werden können. Damit verringern sich aber etwaige Zweifel um mindestens ²/₃ ihrer Bedeutung.

Zugestanden wird, dafs die Verlegung von Gitterwerken quer zum Stromstrich bei Niederwasser in gröfserer Tiefe als 2,50 m, bei Mittelwasser wegen der starken Strömung und der Trübung des Wassers in jeder Tiefe mit Schwierigkeiten verbunden ist. Bei Hochwasser wird nicht gebaut.

Ist aber die Reibung der Böcke an zwei Drähten oder Seilen bei starker Strömung zu grofs oder schränken, d. h. klemmen sich dieselben in den Seilen, so müssen sie anders konstruiert und an einem Draht oder einem Seile schwebend so verlegt werden, dafs ihr Schwerpunkt nicht über den zwei Seilen, sondern unter dem einen Seile liegt (siehe Fig. 6). Ist die gleitende Reibung zwischen den Ringen und den Seilen zu grofs, so mufs man sie durch rollende Reibung ersetzen; die Kosten werden sich dadurch wohl ein wenig, aber nicht wesentlich steigern.

Da wo geringere Höhen als 0,30 m zu verbauen sind, wird dies am besten mit eisernen, mit Weiden oder Rohr durchflochtenen Rahmen, in Nachahmung des natürlichen Schutzes des Ufers eines Weihers oder Baches, geschehen.

Die Ausführung der Drahtgitterbauten mufs beim Rheinstrom in der Zeit der Niederwasser desselben in den Monaten November bis März am eifrigsten betrieben werden.

Zwar kann ihnen auch Nebel oder Frost oder ausnahmsweise in diese Periode fallendes Hochwasser eine Unterbrechung bringen, auch ist die Kürze der Wintertage grofsen Leistungen nicht förderlich, doch bleibt ihnen in dieser Zeit ein Vorzug: das ist die Klarheit des Rheinwassers bei niederen Pegelständen, bei denen man auf Tiefen bis zu 2,5 m, häufig auch auf gröfsere Tiefen, die Beschaffenheit der Sohle genau erkennen kann.

Als ein anderes Verfahren der Versenkung der Gitterfache empfiehlt es sich, je ein Fach in klarem und wenig bewegtem Wasser von der Senkbrücke aus mittels zwei mit Haken versehenen Stangen von zwei Arbeitern auf die Sohle herabzulassen und sie dort nebeneinander in der Richtung, die die Buhne oder Grundschwelle oder das Leitwerk bekommen soll, aufzustellen.

Eine dritte Art ihrer Verlegung ist die mittels eines Krahns von der Senkbrücke aus. Vorbedingung dafür ist ebenfalls klares Wasser, welches bei niederen Pegelständen, also bei geringer Stromgeschwindigkeit, vorauszusetzen ist. Auf der Senkbrücke wird dann ein leichter Krahn mit drehbarem Ausleger für höchstens 1 t Gewicht aufgestellt, die unbeschwerten oder beschwerten Fache werden in einen Haken an das Seil des Krahns gehängt, der Ausleger wird gedreht, worauf die Fache nacheinander mittels der Winde so auf die Stromsohle niedergelassen werden, dafs sie nebeneinander in die für die Buhne, die Grundschwelle oder das Leitwerk vorgeschriebene Linie zu stehen kommen. Diese Art der Verlegung ist ebenso einfach und sicher, als die Versenkung der Fache an Drähten oder Seilen, spart aber an Draht und Seil, die mit 72 Pf. pro Fach veranschlagt sind. Allerdings erfordert dieselbe etwas mehr Zeit, weil ein Fach schneller zur Sohle gleitet, als das Schwenken des Krahns, das Niederlassen der Last und das Wiederaufziehen des Hakens bedarf.

Für die Ausführung der Arbeiten müssen im Interesse der Zweckmäfsigkeit, der Billigkeit, sowie des raschen Baufortschrittes folgende oberste Grundsätze gelten:

a. Die günstige Zeit der Niederwasserstände ist mit jeglichen verfügbaren Kräften auszunutzen und es sind vor Beginn der Arbeiten alle Vorbereitungen dazu zu treffen;

b. jede vom Strome freigegebene Fläche seines Bettes, die aufserhalb des Niederwasserbettes bleibt, ist schnell nach den Linien des anzustrebenden neuen Querprofiles vor neuen Angriffen zu schützen;
c. Querbauten sind nur im Ausnahmefalle in grofsen Tiefen herzustellen; es ist in der Regel abzuwarten, bis sich die Sohle durch die Wanderung der Kiesbänke wieder erhöht hat und ist dieselbe dann durch Gitterwerke zu decken;
d. Querbauten sind aufserhalb des Thalweges in der Konkaven erst aufzustellen, wenn das Leitwerk daselbst verlegt ist;
e. Leitwerke sind in Kurven nur am konkaven Ufer aufzustellen, weil die Erfahrung gezeigt hat, dafs in gekrümmten Flufsstrecken zwei parallele Leitwerke überflüssig sind;
f. die Grundschwellen im Thalwege, also in dem späteren Niederwasserbett, sind soweit, als es der Breite nach möglich ist, einzubauen, bevor eine etwa anliegende Nebenrinne geschlossen wird, weil durch deren Abschlufs die Strömung im Thalweg vergröfsert und die Ausführung von Arbeiten darin erschwert wird;
g. abzutreibende Kiesbänke sind dem Angriffe der Strömung nur seitlich preiszugeben, weil die Kiesel daselbst bei jedem Wasser schnell, auf der Oberfläche der Bänke dagegen blofs bei den höchsten Wasserständen wandern;
h. bei wachsendem Wasser und bis zum Eintritt zu hoher, den Arbeiten hinderlicher Wasserstände sind fleifsig alle Stromerweiterungen zu sondieren, um durch Gitterbauten Einhalt zu gebieten, bevor die Erweiterung zu sehr nach der Tiefe fortschreitet.

Alles das ist zwar schneller gesagt als gethan und es ist fern von mir, die grofsen Schwierigkeiten der Ausführung zu unterschätzen, hoffend, dafs im Laufe der Arbeit Abänderungen und Verbesserungen der gemachten Vorschläge dazu helfen werden, die Ansprüche, die etwa im Anfang nicht erfüllt werden sollten, dennoch zu erreichen.

Ich überlasse es dem Urteil der Leser, ob die Herstellung von Kies- und Steinsenkfaschinen, sowie ihre Verlegung im Strome, nicht ebenfalls mühselig und zeitraubend ist, ob sie, die der Gewalt der Flut eine 10 bis 18fach gröfsere Fläche darbieten, sicherer versenkt werden können, sicherer liegen und sicherere Kiesfänge sind, als die Drahtgitterfache; ob die angestrebte Form des Querprofiles richtiger mit diesen oder mit Stein- und Kieswerken erreicht werden kann, selbst wenn von der Frage der Kosten beider Systeme ganz abgesehen wird.

5. Die Vorzüge der Verwendung des Eisens zu Bauten unter Wasser an Stelle von Steinen.

Die Vorzüge der Verwendung des Eisens zu Strombauten unter Wasser vor der Verwendung von Steinen liegen also:

a. in der beinahe ungestörten Bewegung des Wassers beim Durchlauf durch die freie Gitterwand;
b. in der durchaus sicheren Zurückhaltung des eine gewisse Gröfse überschreitenden, im Strome wandernden Geschiebes durch diese Wand;
c. in dem Durchschlüpfen der unter dieser Gröfse zurückbleibenden Geschiebe durch die Gitterwand;

d. in der gleichmäfsig fortschreitenden Ablagerung der Geschiebe je nach ihrer Gröfse in dem sogen. „toten Winkel“, der auf der Sohle unterhalb der Gitterwand durch die Ansammlung der wandernden Kiesel davor entsteht;
e. in der Schnelligkeit und Sicherheit der Aufstellung der Drahtgitterwerke über sowie unter Wasser;
f. in ihrem durch die Mitverwendung von Weiden gesicherten billigen Preise;
g. in ihrer gröfseren Sicherheit gegen Zerstörungen durch Hochwasser.

6. Die Kosten der Gitterwerke.

Der Frage nach den Kosten der aufzustellenden Gitterwerke sende ich einige allgemeine Bemerkungen voraus.

Die Arbeiten der Befestigung des rechten Rheinufers sind meist in Regie gemacht worden. Die französische Regierung liefs dagegen sehr viele Bauten durch Unternehmer ausführen und dieselben durch ihre Beamten nur für die Absteckung, die vertragsmäfsige Herstellung, die Abnahme und Abrechnung beaufsichtigen.

Die deutsche Verwaltung hatte guten Grund, auch am linken Rheinufer nach 1870/71 die Arbeiten auf eigene Rechnung und Gefahr weiter zu führen und hat dabei zufriedenstellende finanzielle Erfolge gegen früher erzielt.

Deshalb wird auch die Herstellung und Verlegung der eisernen Gitterbauten in Regie befürwortet, bei der die Beamten der Wasserbauverwaltung den Gewinn des Unternehmers dem Lande verdienen, dieses selbst aber das Risiko trägt. Die Veranschlagung ist zu einem Preise erfolgt, zu dem auch die Privatindustrie die Gitterwerke mit mäfsigem Gewinn ausführen könnte. Dabei ist zu berücksichtigen, dafs die Arbeitslöhne für die ersten Versuche wegen Mangel an Übung des Personals höher als hier angegeben ausfallen könnten und erst mit der Ausdehnung der Arbeiten und der guten Einschulung der Leute dem eingestellten Werte gleichkommen dürften.

Der Grundpreis für die in genaue Längen über 1 m geschnittenen Flach- und Rundeisen beträgt zur Zeit im Mosel- und Saarrevier für 1000 kg frei Waggon 130 M. Es kann zu den Rahmen altes Rund- und Flacheisen, alte Gas- oder Siederöhren, Reifeisen u. s. w. zur Verwendung gelangen, dessen Preis höchstens auf 65 M. pro 1000 kg zu veranschlagen ist, sodafs ein Durchschnittspreis von 130 M. für die Tonne Eisen einschliefslich Verschnitt und Transportkosten zum und im Rheine genügt.

Das mittlere Gewicht des Eisens, welches zur Verbauung von 1 qm Querprofilfläche erforderlich ist, beträgt 20 kg.

Die bei der Regulierung des Oberrheines auf 1 km Stromlänge mittels Leitwerken, Buhnen oder Grundschwellen im Quer- und Längenschnitt zu verbauende Fläche ist im Durchschnitt zu 6100 qm ermittelt worden.

Der Bedarf an Eisen erreicht demnach für die 57 km lange Strecke Strafsburg-Lauterburg 20 . 6100 . 57 = 6954000 kg, rund 7 Millionen Kilogramm.

Es betragen die Kosten für 1 qm verbaute Querprofilfläche:

20 kg Eisen à 13 Pf.	M.	2.60
Arbeitslohn für 1 kg 40 Pf., also für 20 kg	„	8.—
Draht bezw. Drahtgeflecht und Anbringen desselben	„	1.20
Ringe mit Haken	„	—.20
zu übertragen . .	M.	12.—

Übertrag . .	M. 12.—
Draht oder Drahtseil	„ —.72
Weiden und Arbeitslohn für das Einflechten derselben . . .	„ —.68
Transport und Verlegung im Wasser	„ 2.—
Belastung mit Kies vor bezw. nach den Verlegen	„ —.60
Sa. . . .	M. 16.—

Die Verbauung von 1 km Stromlänge mit den genannten Gitterwerken kostet demnach 6100 . 16 M. . . . . M. 97600

Hierzu treten:

Für Projektierungs-, Absteckungs- und Bauaufsichtskosten	5%
Stellvertretungs- und Beurlaubungskosten der Bauaufsicht	2%
Kosten der Buchführung, der Materialien- und Inventarverwaltung wie der bezüglichen Revisionen . .	2,5%
Reisekosten und Diäten der Bauaufsicht	3,5%
Für Büreaumieten, Büreauausstattung, Bedienung, Heizung und Beleuchtung	2%
Sa. . .	15%[29])

Bauaufsichts- und Verwaltungskosten rund	„ 14400
Sa. . .	M. 112000

Der Ausbau der Strecke Strafsburg-Lauterburg mit Drahtgitterwerken kostet hiernach 57 . 112000 M. M. 6384000

wozu noch folgende Beträge treten:

a. Die Kosten für die Arbeits-, Transport- und Dienstnachen, soweit die schon vorhandenen Fahrzeuge der Verwaltung dazu nicht ausreichend sind, einschliefslich der erforderlichen Geräte an Stangen, Rudern, Ankern, Seilen u. s. w. für 4 badische, 4 elsässische Stromaufsichtsbezirke mit schätzungsweise . . „ 60000

b. Kosten der Bedienung der Dienstschiffe bei den Reisen der Ober- und der Aufsichtsbeamten . . . . „ 240000

c. Die Kosten für den Ankauf von 3 Schraubendampfschiffen von ca. 20 m Länge, 5 m Breite (1 für Baden, 1 für Elsafs-Lothringen und 1 zur Reserve) mit vollständiger Ausrüstung, 0,80 m Maximaltiefgang, mit je 2 Kajüten, 1. und 2. Verdeck, mit Maschinen von 30—35 effektiven Pferdekräften zur Hilfeleistung bei der Arbeit, wie zum Transport von Materialien und Beamten, pro Dampfer 40000 M., also . . . . „ 120000

d. Betriebskosten eines Dampfers für 3600 Arbeitstage oder zweier Dampfer für 1800 Arbeitstage, den Tag zu 100 M. . . . . „ 360000

e. Für Baggerungen zu Räumungen an den Böschungen der Korrektionswerke, zur Entfernung von Steinen vor Aufstellung der Gitterwerke, zur Lockerung des Kieses hochliegender Schwellen,

zu übertragen . . M. 7164000

[29]) Die etatsmäfsigen Gehalte sind hier nicht inbegriffen.

	Übertrag . .	M.	7164000
	damit der Strom ihn in Bewegung setzt und abtreibt, für 57 km à 10000 M.	"	570000
f.	Für Aufstellung von Materialienschuppen, Schmiedewerkstätten	"	50000
g.	Für Kranken- und Invalidenkassenbeiträge, Unterstützungen der Arbeiter oder ihrer Hinterbliebenen	"	48000
h.	Bauzulagen für die etatsmäfsigen Beamten im äufseren Dienst	"	108000
i.	Gebühren der Kassenbeamten $^1/_2$%	"	45000
k.	Reserve für unvorherzusehende Hochwasserschäden und Preissteigerungen, rund 25%	"	2015000
	Sa. . .	M.	10000000
	d. h. für 1 km rund . .	M.	175000

7. Die Dauer der Ausführung der Regulierungsbauten.

Als Grundlage der täglichen mittleren Arbeitsleistung wird die Aufstellung von 120 qm Gitterwerken — in der Wandfläche gemessen — angenommen. In den vier Wintermonaten wird unter Wasser in einem Tage weniger, in den Sommermonaten unter Wasser mehr, über Wasser oder bei Hochwasser gar nichts geleistet werden. Berechnet man die Anzahl der Arbeitstage im Jahre zu 240, so beträgt die Fläche der jährlich aufzustellenden Gitterwerke 120 . 240 = 28800 qm.

Die zwischen Strafsburg und Lauterburg zu verbauende Gesamtfläche ist zu 6100 . 57 = 347700 qm ermittelt worden, folglich bedarf es $\frac{347700}{28800}$ = rd. 12 Jahre zur Bewältigung des ganzen Regulierungswerkes bei der zu Grunde gelegten Tagesleistung, bei vermehrter Tagesleistung einer geringeren Anzahl Jahre.

Die Fortschritte der Regulierungsarbeiten hängen jedoch nicht nur von den dazu verwandten Mitteln, der Zahl der Arbeitskräfte und der Schulung derselben, der Gunst der Witterung und der Wasserstände, sondern in hervorragender Weise von der richtigen Benutzung der Lage und Höhe der Kiesbänke bezw. des Bettes und von der Mitarbeit der Strömung ab. Der ausführende Beamte mufs die Höhen und Breiten, die der Entwurf vorschreibt, durch den Einbau der Gitterwerke in dem Zeitpunkte, soweit als es Wasserstände und Wetter erlauben, festzuhalten wissen, in dem die Strömung das Rheinbett vertieft oder zufüllt. Das wird die Gesamtleistung vermindern und eine Zeit- wie Kostenersparnis zur Folge haben.

Der verstorbene Regierungsrat Angele schätzte die Dauer der Rheinregulierung zwischen Strafsburg und Lauterburg auf 5 Jahre; von anderer Seite ist sie bei der Verwendung von Senkfaschinen zu 10 bis 12 Jahren bemessen worden.

Der Unsicherheit einer ganz zutreffenden Schätzung bin ich mir sehr wohl bewufst. Aber die Gitterwerke verlegen sich schnell und der Fortschritt der Arbeiten ist bei ihrer Benutzung viel gröfser als bei der von Kies- oder Steinsenkfaschinen. Ich bin daher der Meinung, dafs der für die Schiffahrt wichtigste Erfolg der Rheinregulierung, die Verbauung der Nebenrinnen und die Vertiefung der zu hoch liegenden Schwellen nach den ersten Baujahren mit Sicherheit zu erreichen ist und in den folgenden Jahren der Neubildung solcher Rinnen und Barren rechtzeitig vorgebeugt werden kann.

Steigert man die tägliche Leistung durch eine Vermehrung der Arbeitsstellen und des Personals, so könnte die Regulierung auf der Strecke Strafsburg-Lauterburg in 6 Jahren vollendet werden.

8. Notwendigkeit der Regulierung der Stromstrecke Strafsburg-Hüningen.

Die Regulierung des Rheines oberhalb Strafsburg bis Hüningen ist nicht nur durch die immer fortschreitende Vertiefung der Stromsohle im Oberlaufe geboten, sondern sie ist auch die notwendige Folge des Ausbaues des Unterlaufes. Denn dem letzteren würden in wenigen Jahren von oben neue Kiesbänke zutreiben, die bei Kehl gebaggert werden müfsten. Wo wollte man ihre Massen da auf die Dauer ablagern? Die Gewalt der Strömung mufs daher schon im Oberlaufe des Rheines gebrochen und damit der übermäfsigen Bewegung der Geschiebe Einhalt gethan werden. Die Aufgabe der Regulierung oberhalb Strafsburg wird selbstredend mit Rücksicht auf die Fortsetzung der Schiffahrt bis Hüningen zu lösen sein, jedoch liegen keine anderen Gründe zu ihrer schnellen Ausführung vor, als die Notwendigkeit, die fortschreitende Vertiefung der Stromsohle zu verhindern und die wirtschaftliche Verpflichtung zur Minderung der auf dieser Strecke noch höheren Unterhaltungskosten, als die sind, die auf den Teil Strafsburg-Lauterburg entfallen.

Die Regulierung zwischen Kehl-Hüningen kann deshalb langsamer durchgeführt und jeder Vorteil dabei benutzt werden, den Wetter und Wasserstände bieten. Je nach der Gelegenheit des Niederwassers müssen die für die Linien des zukünftigen Nieder- und Mittelwasserprofils des Stromes passend liegenden Flächen des Rheinbettes durch Einbau von Leitwerken und Buhnen vor Abbruch geschützt, die Bildung von Nebenrinnen verhütet, die Sohle, wenn auch zunächst nur in gröfseren Abständen, befestigt und die Altwasser verlandet werden, deren dauernde Erhaltung nicht beabsichtigt ist. Geschieht dies alles so zu sagen im Wege der Unterhaltung, so können wesentliche Ersparnisse erzielt werden. Der Betrieb von Dampfbooten ist dann bei der Bauausführung nicht erforderlich, die Kosten dafür wären ebenso wie ein bedeutender Teil der Kosten der Reserve einzusparen.

9. Nachweis der Kosten der Regulierung anderer Flüsse zur Verbesserung ihrer Schiffbarkeit.

Die Regulierung eines Flusses ist billiger als seine Kanalisierung mittels Wehren und Schleusen. Es kostete z. B. die Kanalisierung

der Saar (1875—1879) auf 17,5 km Länge pro km M. 145356
der Mosel oberhalb Metz (1867—1876) pro km . . „ 165740
des Mains (1883—1886), 33 km lang . . . . . . „ 167000

dagegen die Regulierung

des Rheines in Preufsen (1830—1879) . . . . . „ 138555

Für die Regulierung der Rhone sind nach offiziösen Nachrichten 96—100000 M., im Mittel 98000 M. für den Kilometer Stromlänge ausgegeben worden.

Die Schiffahrtsverhältnisse der Rhone vor und nach der Regulierung zeigt Tabelle X.

Tabelle X. **Schiffahrtsverhältnisse der Rhone.**

	Vor der Regulierung	Nach der Regulierung
Sperrung durch Eis, Nieder- u. Hochwasser	93 Tage	14 Tage
Schwierige Fahrt	129 „	14 „
Fahrt mit ganzer Ladung	143 „	337 „
Sa. . .	365 Tage	365 Tage

Es ist eine Thatsache, dafs die bisher für die Korrektion des Oberrheines verausgabten Kosten, welche für den Kilometer durchschnittlich 382017 M. betragen haben, für die Landeskultur gemacht worden sind und der Schiffahrt nur geringen Nutzen gebracht haben.

Wenn daher, wie nachgewiesen, durch die Aufwendung der Summe von 175000 M. für 1 km die Verbesserung der Schiffbarkeit des Rheines wirklich zu erreichen ist, so ist diese Ausgabe im Verhältnis zu den Kosten der Regulierung der vorher genannten Flüsse, sowie zu dem Segen, den sie beiden Rheinufern bringen wird, „wirtschaftlich" sehr gerechtfertigt.

10. Anfangsstelle und Fortsetzung der Regulierung.

Wäre nicht die Rücksicht auf die Verbesserung der Schiffahrt in erster Linie mafsgebend, stände das fiskalische Interesse obenan, so müfste mit der Regulierung bei Hüningen begonnen und dieselbe von oben nach unten fortgesetzt werden, anstatt sie im Schiffahrtsinteresse zwischen Strafsburg und Lauterburg zuerst durchzuführen. Auch die technische Erwägung, dafs die von oben nach unten fortschreitende Festlegung der Geschiebe eine Gewähr gegen die Vergröfserung der Kiesbänke im Unterlaufe ist, befürwortet es, mit der Regulierung im Oberlaufe zu beginnen.

Da Handel und Schiffahrt aber ungestüm auf die Verbesserung des Rheinbettes zwischen Strafsburg und Lauterburg drängen, so wird diese Strecke zuerst reguliert werden müssen. Es bietet eine Sicherheit gegen ihre Versandung, wenn zuerst die Länge zwischen der Abzweigung und der Mündung des Kleinen Rheines in den Hauptstrom als Probestrecke reguliert wird und vorübergehend als Ablagerungsplatz für etwa von oben nachrückende Geschiebe dient. Nach Vollendung der Regulierung zwischen Strafsburg und Lauterburg wird ebenso dringend die Verbesserung der Fahrstrafse des Rheines bis Basel verlangt werden, wie sie zur Zeit bis Strafsburg gefordert wird.

Die Möglichkeit, durch die Regulierung der Dampfschiffahrt auf dem Rheine einen sicheren Weg bis Basel zu schaffen, liegt vor. Die Vergleichung des höchsten gemittelten kilometrischen Gefälles zwischen der Mündung der Wiese bei Basel und Hüningen mit 1,20 m und des zwischen Strafsburg und Lauterburg wirklich gefundenen, gröfsten örtlichen Sturzgefälles in Km. 150—151 bei Greffern vom Ende Februar 1895 mit 1,458 m läfst annehmen, dafs die Strömung oberhalb Strafsburg von Dampfschiffen ohne zu grofse Kosten ebenso gut überwunden werden könnte, wie unterhalb, wenn einst nach der Regulierung die lokalen Sturzgefälle verschwunden sein werden. Deshalb haben nicht nur die unterhalb Strafsburg und Kehl liegenden Teile von Unter-Elsafs und Baden das höchste Interesse an der Rheinregulierung, sondern gemeinsam ganz Baden und Elsafs von der Wiese bis zur Lauter.

11. Die zukünftige Gestaltung des Rheinbettes.

Die Bestimmung des Längenschnittes und der Nieder- und Mittelwasserquerschnitte zwischen Hüningen und Lauterburg, sowie die Verwendung der Drahtgitterwerke als Buhnen und Grundschwellen oder Leitwerke bleibt vertragsgemäfs der Vereinbarung beider Uferstaaten überlassen. Gemeinschaftlich haben sie die nach der Regulierung unveränderliche Richtung des Thalweges, die beiderseitige Hoheitsgrenze zu bestimmen. Ebenso werden sie sich über die Höhenlage der Stromsohle einigen müssen, was um so

leichter sein wird, als dieselbe bereits durch die Nullpunkte der einzelnen Pegel ideell gegeben ist.

Es wäre verfrüht, Vorschläge hierzu zu machen, bevor ein Versuch die Verwendbarkeit der Drahtgitterwerke zur Rheinregulierung nach allen Seiten hin dargethan hat.

Im Längenprofile mufs festgehalten werden:

A. Von Elsafs-Lothringen.

a. Die bei Hüningen für die Schiffahrt und Speisung des Hüninger Kanales gegebene Höhe des Oberdrempels der Hüninger Schleuse;
b. bei Neubreisach die für die Speisung des Breisacher Kanales gegebene Höhe des Oberdrempels der Einlafsschleuse;
c. bei Schleuse 88 (Strafsburg) die Höhe des Unterdrempels dieser Schleuse;
d. bei Lauterburg die für die Einfahrt in den dortigen Hafen gegebene Höhe der Hafensohle.

B. Von Baden.

a. Die Höhe des Einlaufes des bei Hüningen abzweigenden projektierten Oberrheinischen Bewässerungs- und Fabrik-Kanales;
b. bei Kehl die Höhe der dortigen Hafensohle.

12. Die Verlandung der Altrheine.

Das System der Einschränkung des Rheines zwischen zwei Dämme, die sogenannten Parallel- oder Korrektionswerke, hat im Laufe der Jahre für die Kultur der Ufer des Oberrheines einen Nachteil gebracht, der nicht verschwiegen werden soll.

Durch die Einschränkung des früher viel verästelten und breiteren Bettes zwischen die 200 bis 250 m voneinander entfernten Dämme wurden die Wassermassen zusammengefafst und in einer um 38320 m, d. h. 17,22% kürzeren Rinne wie vorher zu Thal geleitet.[30]) Dadurch wurde die Strömung verstärkt, deren Energie sich jetzt in höherem Mafse wie sonst gegen die unbefestigte Sohle, sowie gegen die gedeckten Ufer richtet. Die Folge davon war und bleibt bis zur Regulierung eine vermehrte Bewegung der Geschiebe, d. h. die Auswaschung der Sohle in den Strecken kräftigen Gefälles und ihre Erhöhung auf einigen Strecken mit geringem Gefälle.

Schritt um Schritt mit der Regulierung des Rheines vorwärts schreitend mufs die Verlandung, die Befestigung der Ufer und Sohle der Altrheine, sowie der bisher nicht regulierten Nebenflüsse gehen, welche ihm noch Sinkstoffe zuführen. Es ist zur Erhaltung eines offenen Stromprofils unbedingt erforderlich, dafs in den Nebenflüssen und Altrheinen alle Geschiebe zurückgehalten werden, die das Hochwasser darin forttreibt, dafs die Ufer nicht angebrochen, Bäume nicht unterwaschen, gestürzt und in den Hauptstrom geschwemmt werden. Nur bei bordvollem Strome, nicht unter mittleren Pegelständen, darf aus dem schiffbaren Bette Wasser in die Altrheine abfliefsen; das Schiffahrtsinteresse verlangt die Zusammenhaltung des ganzen Wassers zur Erzielung der möglichst gröfsten Tauchtiefe der Fahrzeuge.

Aber auch das forst- und landwirtschaftliche Interesse fordert an vielen Stellen zwischen Basel und Strafsburg nicht nur die Befestigung, sondern die Wiederhebung

[30]) Im Jahre 1833 betrug die Länge des Rheines . 222460 m
„ „ 1895 „ . . . . 183140 „
also Unterschied der Längen . . 38320 m.

der Stromsohle auf das Niveau, welches sie vor der Korrektion des Rheines hatte. Dies ist vor allem in der Hardtgegend der Fall. Denn mit der Auswaschung der Rheinsohle hat sich der Grundwasserstand gesenkt; die Eiche findet keine Feuchtigkeit in den Tiefen mehr, in die ihre Wurzeln reichen, sie wird wipfeldürr. Dafs der Ertrag vieler Felder im Rheinthale geringer geworden ist, als er vor der Korrektion war, hört man häufig behaupten und die durch die Senkung des Rheinspiegels bedingte Senkung des Grundwassers macht die Berechtigung dieser Klage, sowie schlimmere Folgen in der Zukunft sehr wahrscheinlich.

Ebenso widerspricht es dem Interesse der Land- und Forstwirtschaft, dafs der Strom die im Wasser treibenden Stoffe, welche einen den Pflanzenwuchs fördernden Nährwert besitzen, meist mit seinen Wellen zu Thal trägt und nur einen geringen Teil auf dem Ufergelände absetzt. Er soll von da nicht nur nichts mitnehmen, sondern den ganzen Schlick, den er mitbringt, soviel als möglich zurücklassen; seine Überschwemmungen sollen wie die des Niles ein Segen werden. Das Oberland hat gar kein Interesse daran, den fruchtbaren Schlick dem Unterlande zu überlassen, wo er schliefslich die holländischen Polder düngt und das Rheindelta vergröfsert. Schon ältere Schriftsteller haben auf die Notwendigkeit hingewiesen, die Strömung durch in das überflutete Uferland einzubauende Querbuhnen zu mildern, den Schlick aus dem ruhig bewegten Wasser abzuscheiden und ihn auf dem Gelände zur Ablagerung zu bringen, weil auf diese Weise der Boden zwischen den Hochwasserdämmen und den Ufern mit der Zeit eine gute Humusdecke und viel höheren Wert erhalten wird. Diesen Zweck erreicht man aber mit Drahtgitterbauten sicherer, schneller und billiger als mit Erd- und Steinwerken, sie werden deshalb gewifs häufige Anwendung finden.

Haben sie doch auch den grofsen Vorteil, das Hauptrheinbett vor Verkiesung, vor Ablagerungen, die eine Änderung der Form seiner regelmäfsig ausgebauten Profile veranlassen könnten, zu schützen!

Die Hebung der Stromsohle ist eine den beiden Uferstaaten Baden und Elsafs-Lothringen zufallende Aufgabe; die Altrheine und das Vorland dagegen stehen vielfach im Besitz von Gemeinden und Privaten. In Baden ist der Besitz an Altrheinen viel gröfser als im Elsafs. Die Uferstaaten, die Gemeinden und die Privateigentümer der Altrheine müssen daher zusammenwirken, um die Verlandung derselben mit den billigen Buhnen und Grundschwellen bald herbeizuführen und sich die Fortsetzung der Weidenpflanzungen auf dem Vorlande, sowie die Errichtung von Gitterwerken auf demselben zur Milderung der Hochwasserströmungen, sowie der Ausscheidung der von ihnen mitgeführten Sinkstoffe angelegen sein lassen. Dann wird eine Ursache der Unordnung im Strome dauernd beseitigt, deren Bestehen sonst oft wiederholte Baggerungen im regulierten Rheine erheischen würde.

Die Kosten der Verlandung der Altrheine, sowie der Verminderung der Hochwasserströmung auf den Vorländern in die Kosten der Rheinregulierung einzubeziehen, ist unterlassen worden, weil sie von den Eigentümern derselben ganz oder zum Teil getragen werden müssen und die Uferstaaten nur einen nicht zu übersehenden Zuschufs dazu zu leisten haben.

Schlufswort.

Das fachliche Interesse für die Aufgabe der Rheinregulierung hat mich während meiner dreijährigen Stellung als Wasserbauinspektor in Strafsburg veranlafst, diese Arbeit aufzunehmen. Die für eine neue Bauweise in Eisen, Draht und Weiden ge-

machten Vorschläge beziehen sich zwar vorwiegend auf den Rhein, sie können aber auch auf andere Ströme, Flüsse und Bäche, den charakteristischen Eigenschaften derselben und den örtlichen Verhältnissen entsprechend umgewandelt, übertragen werden. Erfahrungen für ihre Anwendung im Strome lassen sich mit geringen Mitteln am kleinen Waldwasser oder in den Altrheinen sammeln. In der Theorie vorgeschritten, haben wir in der Praxis des Strombaues nichts Neues geleistet und daher Versäumtes nachzuholen. Neben der Einsicht, dies zu erkennen, müssen die Wissenden aber auch die Offenheit haben, zuzugestehen, dafs die Begradigung des Oberrheines, die Verkürzung seines Laufes und die Einengung seiner Stromkraft dort, wo er die gröfsten relativen Gefälle hat, in ein nur aus beweglichen Geschieben bestehendes Bett von 200 bis 225 m Breite, ohne die Möglichkeit der Sohlenbefestigung, ein gewagtes technisches Unternehmen der Vergangenheit war, das die in der Gegenwart empfindlich verstärkte Wanderung der Geschiebe, die Senkung der Stromsohle und ihre Folgen nach sich gezogen hat. Die Verantwortung dafür trifft keinen Lebenden mehr! Aber der Versuch der Fortsetzung der bisherigen Bauweise würde nach den Erfahrungen am Oberrhein unentschuldbar sein und mufs vermieden werden, wenn man nicht Gefahr laufen will, viel gröfsere Hochwasserschäden aus Veranlassung der Regulierungsarbeiten wie bisher zu erleben.

Die Schiffahrt drängt auf eine baldige Entscheidung der Frage des Ausbaues des Rheinbettes zwischen Baden und Elsafs-Lothringen. Noch ist es Zeit zu prüfen, ob der Stein- oder Kiessenkfaschinenbau unter Wasser auf der beweglichen Sohle geschiebeführender Flüsse wegen des Übersturzes und der Wellen, die er erzeugt sowie des geringen spezifischen Gewichtes der dazu verwendeten Materialien wegen die beste, dem Können der heutigen Technik entsprechende Bauweise ist oder ob die Einführung eines anderen, den ruhigen Abflufs des Wassers kaum störenden, die Geschiebe zur Ablagerung bringenden Kies-, Sand- oder Schlickfanges, sei es als Leitwerk, Buhne oder Grundschwelle Förderung verdient. Ich behaupte nicht, dafs nur mit den eisernen Gitterwerken, wie ich sie vorgeschlagen, die Befestigung wandelbarer Flufsbetten erreicht wird. Vielleicht wissen die zuständigen Berater der Landesbehörden andere bessere Mittel dafür anzugeben, wenn nicht, so dürften solche durch einen Wettbewerb unter den deutschen Ingenieuren zu erstreben sein. Ich hoffe, dafs sich eine noch einfachere und billigere Bauweise, als die eisernen Gitterwerke sie bieten, finden läfst. Weitere Anstrengungen dafür selbst zu machen, halte ich zur Zeit verfrüht, weil die öffentliche Meinung in Elsafs-Lothringen wie in Baden nicht geneigt sein dürfte, einer billigen Lösung der Aufgabe der Rheinregulierung gläubiges Gehör zu schenken. Haben doch Wasserbautechniker sie in dieser Ansicht bestärkt, unbewufst oder ungeachtet der Arbeiten des Bauamtmann Wolf in Landshut, der sichere und billige Erfolge mit seinen schwebenden Bankörpern an der Isar gehabt hat. Warum sollten wir verzagen, bewegliche Leitwerke zu erdenken, die erst bei Hochwasser in Thätigkeit treten, um die Wirkung der verschiedenen Richtung der Mittel- und der Hochwasserströmung dort, wo es erforderlich ist, abzuschwächen oder mittels selbstthätiger Werke ein Ufer (bezw. eine Kiesbank) vor dem Abbruche zu schützen, wenn der Strom seine Minierarbeit beginnt?

Möchte aus dem Zweifel und dem Widerstreite der Meinungen die Klärung derselben hervorgehen! Das gemeinsame Ziel aber, die Stromkraft des Rheines, so grofs sie ist, durch die Anwendung der richtigen Mittel zu leiten und zu zähmen, den Widerstand des Rheinbettes zu vermehren, mufs erreicht werden, wollen wir der Schiffahrt helfen und uns Meister des Wasserbaues nennen.

Litteratur.

Benutzte Quellen und Litteratur

(aufser den im Text angeführten Schriften).

Des traveaux du Rhin von Oberingenieur Defontaine. Ann. des ponts et chaussées 1833.

Projet général de regularisation du cours du Rhin 1840 von Oberingenieur Couturat. (Aus dem Bezirksarchiv des Unter-Elsafs in Strafsburg entnommen und im Anhang (S. 89) in der Übersetzung wiedergegeben.)

Handbuch der Wasserbaukunst von Hagen. Berlin 1853 und Berlin 1874.

Etudes sur les inondations von M. F. Vallés. Paris 1857.

Jahresberichte der Centralkommission für die Rheinschiffahrt. Mannheim 1860 ff.

Die Wasser- und Strafsenbauverwaltung im Grofsherzogtum Baden von Bär. Karlsruhe 1870.

Die Rheinschiffahrt Strafsburgs von Loeper. Strafsburg 1877.

Der Wasserbau von Franzius und Sonne. Handb. d. Ing.-Wissensch. Bd. III, Abt. 2, 2. Aufl. Leipzig 1882

Rivières et canaux von P. Guillemain. Paris 1885.

Der Rheinstrom und seine wichtigsten Nebenflüsse, bearbeitet von dem badischen Centralbüreau für Meteorologie und Hydrographie, mit Vorwort von Honsell. Berlin 1889.

Denkschriften der internationalen Binnenschiffahrtskongresse 1884, 1886, 1888, 1890, 1894.

Mitteilungen über Landwirtschaft, Wege- und Wasserbau des Kaiserl. Oberpräsidiums in Strafsburg.

Technisch-statistische Mitteilungen des Kaiserl. Ministeriums für Elsafs-Lothringen.

Berichte der zur Untersuchung der Rheinstromverhältnisse niedergesetzten Reichskommission, datiert von Godesberg den 9. Oktober 1891.

La regularisation du Rhône von Oberingenieur H. Girardon 1894.

Wolf. Isar-Regulierung. Wochenbl. f. Bauk. 1886, S. 24, 33, 37, 39, 186 und 198.

Sonstige Litteratur über Stromregulierungen und Schiffahrtsverhältnisse der Flüsse und Ströme.

a. Den Rhein betreffend.

Tulla. Über die Rektifikation des Rheines von seinem Austritt aus der Schweiz bis zum Eintritt in das Grofsherzogtum Hessen. Karlsruhe 1812.

Der Rhein und seine technische Behandlung längs der badisch-französischen Grenze. Denkschrift der Grofsh. Badischen Oberdirektion des Wasser- und Strafsenbaues. Karlsruhe 1855.

Die Korrektion des Rheines von Basel bis zur Grofsh. Hessischen Grenze. Denkschrift mit einem Kartenheft, bearbeitet von der Grofsh. Badischen Oberdirektion des Wasser- und Strafsenbaues. Karlsruhe 1863.

H. Grebenau. Der Rhein vor und nach seiner Regulierung auf der Strecke von der französisch-bayerischen Grenze bis Germersheim-Dürkheim a. d. H. 1871.

Die Wasserbauverwaltung in Elsafs-Lothringen. Berichte der französischen Präfekten und Oberingenieure. Strafsburg 1873.

Nachweisung über die im Grofsherzogtum Baden zur Korrektion des Rheinstromes vom Austritt aus schweizerischem Gebiete bis unterhalb Lauterburg von 1862—1872 ausgeführten Arbeiten, bearbeitet von der Grofsh. Oberdirektion des Wasser- und Strafsenbaues. Karlsruhe 1874.

Die Wasserstände des Rheines an den Pegeln zu Strafsburg, Bingen, Bacharach, St. Goar, Koblenz, Köln, Düsseldorf, Emmerich und der Mosel an den Pegeln zu Sierek und Cochem von Kluge. Zeitschr. f. Bauw. 1874.

H. Grebenau. Resultate der Pegelbeobachtungen an den elsafs-lothringischen Flüssen Rhein und Mosel von 1807 bis 1872. Strafsburg 1874.

M. Honsell. Der Bodensee und die Tieferlegung seiner Hochwasserstände. Stuttgart 1879.

Dr. H. Pfannenschmid. Über das Alter der Flöfserei im Gebiete des oberen Rheins mit besonderer Beziehung auf die Saar und ihre Nebenflüsse. Colmar 1881.

Jahresberichte über die Beobachtungsergebnisse der forstlich-meteorologischen Stationen in Elsafs-Lothringen. Strafsburg 1882 ff.

Die Rheinkorrektion auf der Strecke von Mainz bis Bingen. Beilage zum Centralbl. d. Bauverw. 1882.

M. Honsell. Die Hochwasserkatastrophen am Rhein im November und Dezember 1882. Berlin 1883.

G. Lavale. Unsere natürlichen Wasserläufe u. s. w. mit besonderer Berücksichtigung der Rheinkorrektion, bearbeitet von J. Rapp. Weilheim 1883.

Jahresberichte des Centralbüreaus für Meteorologie u. Hydrographie im Grofsh. Baden. Karlsruhe 1884 ff.

Technisch-statistische Mitteilungen über die Stromverhältnisse des Rheins längs des Elsafs-Lothringischen Gebietes, I. Heft, Text und Atlas. Strafsburg 1885.

Die Ableitung von Rheinhochwasser durch das Rinnsal zwischen Höchst und Gaissau in den Bodensee. Schweiz. Bauz. 1885, I, S. 25 u. 31.

Wasserstandsbeobachtungen an den Pegeln des Rheines längs des Elsafs-lothringischen Gebietes in den Jahren 1881—1885. Zusammengestellt vom Ministerium für Elsafs-Lothringen. Strafsburg 1886.

Die Korrektion des Oberrheines. Schweiz. Bauz. 1886 II, S. 55, 61, 71, 76 und 79.

Prof. Pestalozzi giebt einen Auszug aus dem III. Heft des Werkes: „Beiträge zur Hydrographie des Grofsherzogtums Baden, herausgegeben von dem Centralbüreau für Meteorologie und Hydrographie“, in welchem Herr Baudirektor Max Honsell die Rheinkorrektion von der Schweizer Grenze unterhalb Basel bis zur Grofsh. Hessischen Grenze unterhalb Mannheim, insbesondere den badischen Anteil an dem Unternehmen bespricht. Vergl. auch: Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 48.

Das Fahrwasser des deutschen Oberrheines von Albrecht. Wochenbl. f. Bauk. 1887, S. 182, 193, 201 und 401.

Es wird der Vorschlag gemacht, das durch Kiesbänke verwilderte Bett durch einen „Spaltdamm“ in zwei Rinnen zu teilen. Diese Vorschläge werden von Faber zurückgewiesen im Wochenbl. f. Bauk. 1887, S. 345.

Die Umgestaltung der Ausmündung des Rheines und der Bregenzer Ach in den Bodensee. Schweiz. Bauz. 1887, I, S. 36 und 37.

Der Ausbau der Ufer des Oberrheines zwischen Strafsburg und Mannheim zur Verbesserung der Wasserstrafse. Deutsche Bauz. 1887, S. 423.

Faber in Karlsruhe macht den Vorschlag, die Böschungen der Uferbauten statt 1/2 fach 3fach zu machen, wodurch die Veränderungen der Stromrinnen beim Wechsel der Wasserstände sich nur in engen Grenzen vollziehen würden. Die Ausführung ist mittels Senkfaschinen gedacht und sollen die Kosten für den lauf. Meter 45 M. betragen.

Mitscher. Über Hochwassermarken am Rhein, besonders in Köln. Köln 1888.

Zeitschrift für Geschichte des Oberrheines. Karlsruhe, Freiburg i. B. 1888/89.

Willgerodt. Die Schiffahrtsverhältnisse des Rheins zwischen Strafsburg und Lauterburg. Strafsburg 1888.

Das Werk behandelt folgende Punkte: 1) Ansichten über den Zweck der Rheinkorrektion, 2) Einflufs der Rheinkorrektion auf die Schiffahrtsverhältnisse, 3) die Fahrwassertiefen auf der Stromstrecke von Strafsburg bis Lauterburg (1874—1886), 4) der gemittelte niedrigste Wasserstand des Rheins als Vergleichsgrundlage zur Beurteilung der Güte der Schiffahrtsverhältnisse, 5) die Fahrwassertiefen lassen sich durch weitere Strombauten nicht derart vermehren, dafs die Schiffahrt lohnend wird, 6) Schlufsbemerkungen mit besonderer Berücksichtigung der Frage über die Notwendigkeit eines oberrheinischen Schiffahrtskanals.

Die 6 Anlagen betreffen: 1) graphische Darstellungen der kleinsten Wassertiefen, 2) Längenprofil des Rheines von Hüningen bis Ludwigshafen, 3) graphische Darstellung der täglichen Wasserstandsbeobachtungen, 4) Ermittelung des gemittelten niedrigsten Wasserstandes, 5) charakteristische Strecken des Rheines vor der Korrektion, 6) Gestalt des Wasserspiegels und der Sohle des korrigierten Rheines bei Strafsburg.

Die Überschwemmungen des Rheines in Vorarlberg und die Geschichte der Rheinregulierung von Prof. Oelwein. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch-Ver. 1891, S. 148.

Es werden die traurigen Flufsverhältnisse geschildert, welche durch die planlosen Schutzbauten der beiden Uferstaaten nur befördert werden.

Die Schiffbarmachung des Oberrheines. Deutsche Bauz. 1891, S. 234.

Es wird im Sinne der Honsell'schen Schrift die Möglichkeit der Ausbildung einer Niederwasser-Rinne besprochen.

Die Korrektion des Ober-Rheines. Deutsche Bauz. 1891, S. 191.

Vortrag des Bauinspektors Rheinhardt, in welchem die geschichtliche Entwickelung, die bauliche Ausführung und der erzielte Erfolg besprochen werden.

Die badische Rheinkorrektion von Oberingenieur a. D. Beger in Offenburg. Allgem. Bauz. 1893, S. 84 und 94.

Eine klare, gemeinverständliche Darlegung.

Zur Frage der Schiffbarmachung des Oberrheines von Faber. Deutsche Bauz. 1893, S. 450.

Eingehende Besprechung der Frage, in welcher zunächst der Satz: „Die Wahl des Bausystems ist keine Frage von entscheidender Bedeutung, voraussichtlich nicht einmal hinsichtlich der Baukosten", welcher sich in der Schrift von Honsell: „Die Wasserstrafse zwischen Mannheim-Ludwigshafen und Rehe" vorfindet, bestritten wird. Faber empfiehlt eine Befestigung der Sohle in der Nähe der Ufer und warnt vor zu starken Profil-Einengungen. Ferner werden Unterwasser-Buhnen aus Sinkstücken empfohlen, welche bei den ersten Versuchen in nur etwa 30 m Abstand voneinander zu legen wären.

Hochwasser des Rheins und ihre Vorherbestimmung von v. Tein. Bericht des internat. meteorologischen Kongresses in Chicago im August 1893, S. 117, vergl. Bericht von Prof. M. Möller. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1895, S. 237.

Die Frage der Rheinschiffahrt zwischen Mannheim und Strafsburg. Deutsche Bauz. 1895, S. 79.

Zur Förderung des Verkehrs haben die von den Uferstaaten regelmäfsig vorgenommenen Peilungen und entsprechenden Baggerungen wesentlich beigetragen, ebenso die den Durchlafs erleichternden Vorschriften für die bestehenden Schiffbrücken u. s. w. Nur noch die Geschiebeführung bildet ein wesentliches Hindernis, da das starke Gefälle durch entsprechend stark gebaute Schiffsmaschinen überwunden werden kann. Zu erstreben wäre eine Fahrrinne von 80—100 m Breite und etwa 2 m Tiefe bei mittlerem Wasserstande.

Die Regulierung des Oberrheins. Deutsche Bauz. 1895, S. 495.

Die Erfolge der kleinen Hafenanlage in Strafsburg haben nachgewiesen, dafs ein Grofsschiffahrtsbetrieb nach Strafsburg möglich ist und ein Gutachten des Oberbaurats Franzius läfst es als möglich erscheinen, dafs eine Regulierung der Stromstrecke des Oberrheines ausführbar ist.

Die Felssprengungen im Rheinstrome zwischen Bingen und St. Goar von Reg.-Baumeister Unger. Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 97.

b. Andere Flüsse betreffend.

Regulierung der Weichsel, Oder, Elbe und des Rheins. Denkschrift der Kgl. Preufsischen Regierung an das Haus der Abgeordneten. I. Sitzung 1879/80. Berlin 1879.

R. J. Schneider. Das Seeland der Westschweiz und die Korrektion seiner Gewässer. Bern und Burgdorf 1880.

Die Verbauung und Korrektion der Gewässer im Basellande. Eisenbahn 1880 I, S. 73 u. 79.

Kurze Beschreibung der Gewässer, der Schäden und der Bestimmungen des Wasserbaugesetzes vom Jahre 1856.

Flufsregulierungen und Nutzbarmachung von Wasserkräften in Bayern und Württemberg von E. Wolf. Centralbl. d. Bauverw. 1882, Nr. 13 u. 14.

Denkschrift des Verbandes deutscher Architekten- und Ing.-Vereine, betreffend die bessere Ausnutzung des Wassers und Verhütung von Wasserschäden. München 1883.

Die Korrektion der Aare von Thun bis Uttingen. Allgem. Bauz. 1876, S. 65 und 79; Schweiz. Bauz. 1884 I, S. 122.

Die Senkung der Flufssohle mufste durch Anlage eines Wehres unterhalb Thun eingeschränkt werden, um Thun nicht zu gefährden und den Wasserspiegel des Thuner und Brienzer See's nicht zu senken.

Die Landwasser-Korrektion auf Davos. Schweiz Bauz. 1884 II, S. 1.

Die Korrektion der Emme. Schweiz. Bauz. 1884 II, S. 86.

Die Flufsregulierungen im Aargau. Schweiz. Bauz. 1884 II, S. 97.

Die Donau-Korrektion zwischen Erbach und Ulm. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 426.

Der Wasserbau an den öffentlichen Flüssen im Königreich Bayern. Herausgegeben von der Kgl. obersten Baubehörde im Staatsministerium des Innern. München 1886, 1887 und 1888.

Zum Plane der Aare-Korrektion: „Böttstein-Rhein" von Oberbauinspektor A. v. Salis. Schweiz. Bauz. 1887 I, S. 115; ferner: Mitteilungen des Ing. Allemann S. 119 und die Entgegnung von F. Mühlberg: „In Sachen der Korrektion Böttstein-Rhein", S. 134.

Die Tessin-Korrektion auf der Strecke Bellinzona-Langensee. Schweiz. Bauz. 1888 I, S. 40.

Denkschrift über die Ströme: Memel, Weichsel, Oder, Elbe, Weser und Rhein, bearbeitet im Auftrage des Herrn Ministers der öffentlichen Arbeiten. Berlin 1888.

F. Röder. Denkschrift über die Schiffbarmachung der Lippe bis Lippstadt aufwärts. Hamm i. W. 1889.

Wandpläne, die bei dem III. internationalen Binnenschiffahrtskongrefs zu Frankfurt a. M. 1888 ausgestellt waren. Bearbeitet im Königl. Preufs. Ministerium der öffentlichen Arbeiten. Berlin 1891.

Über die Etsch-Regulierung und die Überschwemmungen in Südtirol in den Jahren 1882 bis 1890. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1891, S. 158. Mitteilungen von Baurat v. Weber.

Bis zu welchem Grade kann man durch Regulierung die Schiffbarkeit der Wasserläufe erhöhen? Civiling. 1893, S. 553.

Bearbeitung von Prof. H. Engels für den internationalen Ingenieur-Kongrefs zu Chicago. Nur wo eine hinreichend feste Sohle in Flüssen sich erzielen läfst, können dauernde Verhältnisse durch einfache Regulierungsarbeiten geschaffen werden, sonst sind die Flüsse nur durch Sohlenbefestigung oder Kanalisierung schiffbar zu machen.

Verbesserung der Schiffbarkeit unserer Ströme von Reg.- und Baurat Teubert in den Verh. des VI. internationalen Binnenschiffahrtskongresses im Haag 1894, vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1894, S. 221; Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1890, S. 460 und Bericht von Prof. M. Möller 1895, S. 87; kurzer Bericht in Deutsche Bauz. 1894, S. 403 und 410, sowie Centralbl. d. Bauverw. 1894, S. 313 und 333.

Einwirkung des strömenden Wassers auf den Sand der Sohle von Obering. M. Fargue. Beschreibung der an einem künstlichen Gerinne von 1,5 bezw. 2 m Breite angestellten Versuche. Ann. des ponts et chaussées 1894 I, S. 426—466.

Flufsregulierungen, insbesondere über die Donauregulierung bei Wien von L. Trzeschtik. Allgem. Bauz. 1894, S. 36 und 49.

Regulierungsarbeiten an der unteren Donau und ihr Stand im August 1893 von A. Meifsner. Allgem. Bauz. 1894, S. 45.

Neue Schlämmflasche für Bodenuntersuchungen von Oberingenieur Sikorski. Centralbl. d. Bauverw. 1894, S. 301. Zur Ermittelung des Sinkstoffgehaltes der Gewässer bestimmt, m. Abb.

Wasserstands-Vorhersage von Oberbaurat R. Iszkowski. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1894, S. 87 und 105.

Die Ursachen, welche das Vorrücken der Flutwelle bedingen, werden besprochen. Das Vorrücken der Welle ist im allgemeinen langsamer als die Stromgeschwindigkeit selbst.

Die fliefsenden Gewässer von Guatemala von Dr. C. Sapper. Petermann's Mitteilungen 1894. Ergänzungsheft No. 113, S. 20.

Die Stromgebiete des Stillen Ozeans, die Seen und die Stromgebiete des Atlantischen Ozeans werden beschrieben.

Hochwasser-Vorhersage an der Oder von Peschek. Centralbl. d. Bauverw. 1894, S. 310.

Angaben über zutreffende Schätzungen nach dem Verfahren von Reg.-Baumeister Ehlers. Zeitschr. f. Bauw. 1894, Heft IV bis VI.

Regelung der Flüsse für Niedrigwasser. Ann. des ponts et chaussées 1879, Bd. II; Verhandl. d. Ver. z. Bef. d. Gewerbefl. 1890, S. 235; Zeitschr. f. Bauw. 1890, S 498; Centralbl. d. Bauverw. 1893, No. 1; Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1890, S. 460 und 466; 1895, S. 84.

Bericht des internationalen meteorologischen Kongresses in Chicago im August 1893. Herausgegeben vom meteorologischen Institut in Washington, Teil I, Abt 2: „Flüsse und Hochwasser".

Behandelt werden die Gegenstände: 1) die Hochwasser des Mississippi von William Starling, S. 63–80; 2) Fluttabellen des Mississippi von J. A. Ockerson, S. 81–89; 3) Wasserstands-Vorankündigungen in den Vereinigten Staaten von Thomas Russel, S. 89–94; 4) Vorherbestimmung des Hochwassers in Frankreich von M. Babinet, S. 94–101; 5) die vier gröfseren Flüsse Sibiriens von F. O. Sperk, S 103–116, 6) Hochwasser des Rheins und ihre Vorherbestimmung von v. Tein, S. 117–121; 7) der Nil von W. Willcocks, S. 121—142; 8) die besten Verfahren zur Auffindung von Regeln für die Vorhersagung des Hochwassers in Flufsläufen von M. Babinet, S. 142 bis 149. Ausführlicher Bericht hierüber von Prof. M. Möller in Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1895, S. 235—240.

Programm der Rhone-Regulierung. Nouv. ann. de la constr. 1893, S. 36, 53, 68. Mitteilung von L. Clararard.

Früher wurden Längsdämme oder Parallelwerke sowohl an der konkaven, als auch an der konvexen Seite gebaut und da sie als Leinpfad dienten, sehr hoch hergestellt. Seit allgemeiner Anwendung der Tauerei läfst man die Längsdämme am konvexen Ufer fort und legt ihre Kronen tiefer, nur 1 m über Mittelwasser. In je 100 m Entfernung sind zwischen den Längsdämmen und dem Ufer Querdämme eingebaut und zwischen diesen Querdämmen Dammlücken angeordnet, deren Sohlenbreite 25 m und deren Tiefe unter der Dammkrone 1,5 m beträgt, sodafs durch diese Öffnungen Boote gefahrlos verkehren können. — Die vorhandenen Dämme werden diesen Anordnungen entsprechend umgebaut. Als Böschung für die Steinschüttungen ist 1 : 1 üblich, jedoch wird eine Neigung von 1 : 1,25 angestrebt.

Uferbefestigungen an der Kinzig. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1893, S. 434.

Entwurf für die Regulierung des Wienflusses. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1894, S. 2.

Donaustudien der K. K. geographischen Gesellschaft. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1894, S. 78.

Es wird beabsichtigt, folgende Punkte eingehend zu bearbeiten: 1) Wasserführung der Donau und ihrer Zuflüsse, 2) Geotechnik des Flufsbettes und seines beiderseitigen nächsten Randgebietes, 3) Pegelwesen, soweit es sich um wissenschaftliche Verwertung schon vorhandener Angaben handelt, 4) Geschwindigkeitsverhältnisse des Stromes auf seinen verschiedenen Strecken, 5) Studium der Sinkstoffe als des Materials der Ablagerungen, 6) Ablagerungen und Bedingungen ihres Entstehens und ihrer Wandlungen, 7) Beobachtungen über die Temperatur des Flufswassers, insbesondere wegen deren Beziehungen zur Eisbildung, sowie zur Verdunstungsgröfse. Begonnen wurde mit den Punkten 1, 4 und 5.

Die Verbesserung der Schiffbarkeit unserer Ströme durch Regulierung von Reg.- u. Baurat Teubert, Teil II „Die Aufstellung von Regulierungsentwürfen."

Ergänzung zu der im Centralbl. d. Bauverw. 1894, S 221 enthaltenen, als Sonderabdruck in erweiterter Form erschienenen Arbeit.

Die Donau von Regensburg bis Turn-Severin in ihrem heutigen Zustande. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1894, S. 342, 352, 357 und 370.

Besprochen werden vom Hafenbaudirektor Fr. Bömches in Regensburg: Die Uferdeckwerke und Parallelwerke in Bayern und in Österreich-Ungarn, die Regulierung des Struden bei Grein und die Regulierungsarbeiten am Eisernen Thor.

Regulierung der Flüsse für das Niedrigwasser von Th. Rehbock. Centralbl. d. Bauverw. 1894, S. 534, 541.

Beziehungen zwischen der Grundform der Flüsse und der Tiefe der Fahrrinne von Wasserbauinspektor Jasmund. Bericht über den internationalen Binnenschiffahrts-Kongrefs im Haag 1894, Frage 6. Vergl. Bericht von Prof. M. Möller. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1895, S. 427.

Wolf'sche Bauweise zur Regelung geschiebeführender Flüsse. Reisebericht von Faber. Deutsche Bauz. 1895, S. 203 und 210.

Die Buhnen werden durch inklinante Gehänge ersetzt, welche die zutreibenden Geschiebe unter sich durchlassen, aber hemmend auf die Wasserbewegung wirken, sodafs sich hinter den Gehängen die Sinkstoffe ablagern. Später setzen sich die Gehänge voll von Sand, sinken dadurch herab und wirken dann wie Buhnen. Damit die Geschiebebewegung nach erfolgter Senkung der Gehänge nicht vollständig gestört wird, sind Lücken in den Gehängen belassen. Faber weist darauf hin, dafs die Wolf'sche Bauweise sich noch bedeutend erweitern läfst, wenn der Gedanke festgehalten wird, dafs eine Verzögerung der Stromgeschwindigkeit dort zu erstreben ist, wo Geschiebe abgelagert werden sollen.

Regelung der Donau-Katarakte zwischen Stenka und dem Eisernen Thore von Prof. Arnold. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1895, S. 454—514.

Korrektion des Rupel. Ann. d. trav. publ. 1895, S. 1—65.

Von Alphonse Belpaire werden drei Entwürfe für die Begradigung des unteren Laufes besprochen.

Die schiffbaren Flüsse Sibiriens. Schiff 1895, S. 391.

Die Ilmenau-Schiffahrt. Schiff 1895, S. 312.

Die Schiffbarkeit der Warthe. Schiff 1895, S. 351.

Die Verbesserung der Wasserverbindungen zwischen Berlin und dem Meere. Deutsche Bauz. 1895, S. 586, 595 und 606.

Uferschutz aus Ziegelstein und Draht von Villa te Milaan. Tijdschr. v. Ing. 1895/96, S. 37.

Die Donau und ihr Höchstwasserstand in Wien in Beziehung zu einer Hebung der Donauufer. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1895, S. 353.

Staatliche Thätigkeit des Königreiches Württemberg auf dem Gebiete des Wasserbaues in den Jahren 1891—1893. Deutsche Bauz. 1895, S. 442.

Bearbeitung von Wasserstandsbeobachtungen von Dr. Harry Gravelius. Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 277.

Berechnung von Registrierbeobachtungen. Der Seibt-Fuefs'sche kurvenzeichnende Kontrollpegel wird erklärt und eine Verbesserung der Beobachtungsweise von Seibt beschrieben.

Bereisung der Fulda und Weser im Mai 1895 seitens des Ausschusses zur Untersuchung der Wasserverhältnisse in den der Überschwemmungsgefahr besonders ausgesetzten Flufsgebieten. Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 220. Bericht darüber.

Regulierung der Weichselmündung von Reg.- u. Baurat Müller. Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 365.

Wildbach-Verbauungen Österreichs in den Gebieten der Elbe, Oder und Weichsel von Aug. Armani. Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 259. Besprechung der Arbeiten und Kosten.

Entwickelung der Flufs- und Hafen-Verbesserungen in den Vereinigten Staaten von Nord-Amerika. Engng. news 1895 I, S. 359.

Verbesserung des Spreelaufs innerhalb Berlins von Reg.- und Baurat Germelmann und Reg.-Baumeister Offermann. Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 45—70.

ANHANG.

A. Allgemeiner Entwurf zur Regulierung des Rheines aus dem Jahre 1840.*)

Bericht des Oberingenieurs Couturat.

(Verfafst im Auftrage der französischen Regierung.)

§ 1. Allgemeine Übersicht.

Die Verbesserung der Schiffahrtsstrafsen ist eine so dringende und tief empfundene Forderung unserer Zeit, dafs die Vertreter des Staates ihre Notwendigkeit anerkannt haben.

Ihre feierliche Erklärung hat in ganz Frankreich Widerhall gefunden. Sie ist ein förmlicher Aufruf an die Beihilfe der durch die Regierung berufenen Spitzen, um ihr die Mittel zu zeigen, diesem grofsen Antriebe des Fortschrittes zu entsprechen, dessen Folge die Erhaltung des Friedens, die Entwickelung der Kultur, die Vermehrung des moralischen und physischen Wohlstandes der Massen sein wird.

In richtiger Erwägung ihrer Pflicht, im Bewufstsein der ihnen zufallenden Aufgabe, bringen die Ingenieure der Rheinbauten den Tribut ihrer Erfahrungen und Studien in einem allgemeinen Entwurfe über den Lauf des Rheines dazu dar.

Der Rhein durchströmt Frankreich nicht, er dient ihm nur als Ostgrenze, aber das kann kein Grund sein, um diesen Flufs, einen der mächtigsten und bedeutendsten Europas, aus der Zahl der Schiffahrtsstrafsen zu streichen, deren Verbesserung mit Recht verlangt wird.

Dieselben Bedürfnisse vereinigen heute die Völker; die Ideen des Wettbewerbes, des Angriffes oder des Kampfes verschwinden, jede Nation schliefst sich zusammen und nimmt thätigen Anteil an den Fortschritten der Zeit, ohne Acht auf die Hindernisse, die seine Landesgrenzen bieten, derselbe Zweck beseelt alle: „die Ausdehnung der Handelsbeziehungen“.

Es würde überflüssig sein, die ungeheuren Vorteile aufzusuchen und klarzulegen, welche die verbesserte Rheinschiffahrt nicht nur Frankreich und dem Grofsherzogtum Baden, sondern allen Ländern, die der Rhein auf seinem Laufe berührt, bietet.

Für Frankreich genügt es darauf hinzuweisen, dafs der Rhein durch den Rhein-Rhone-Kanal die Küste des mittelländischen Meeres mit der Schweiz, mit Deutschland, Holland und England in Verbindung setzt.

Erwägt man, dafs der Rhein von der französischen Grenze bis Mannheim durch gemeinsame Arbeiten Bayerns und Badens in geordneten Zustand gebracht worden ist, dafs derselbe von Mannheim bis ins Meer einen natürlichen regelmäfsigen Lauf besitzt, so wird man die Notwendigkeit erkennen, die einzige Lücke, die entlang unseres Gebietes sich noch befindet, auszubauen; man wird einsehen, dafs es unmöglich ist, ein so grofses Schiffahrtssystem unvollendet zu lassen, welches bestimmt ist, so viele Keime des Wohlstandes nach Frankreich und besonders in die von dem Rhein-Rhone- und Rhein-Marne-Kanal durchschnittenen Gebiete zu tragen, deren gemeinsamer Knotenpunkt Strafsburg ist.

An dem Frankreich entgegengesetzten Ufer hat das Grofsherzogtum Baden doch kein geringeres Interesse an der Verbesserung des Rheines als wir; die ungeheuren Opfer, die dieses Land schon gebracht hat und die es mit unermüdlicher Ausdauer sich weiter auferlegt, bezeugen in glänzender Weise den Wert, den es dieser Aufgabe beimifst.

Zwei mächtige, unter sich unlösbare Interessen, eines so stark wie das andere, verlangen die gleiche Beachtung von den Grenzstaaten des Rheines: es sind die Schiffahrt und der Uferschutz.

---

*) Hinterlegt im Bezirksarchiv des Unter-Elsafs in Strafsburg.

Der aus den Schweizer Bergen kommende Rhein fliefst noch diesseits Basel in einer Länge von etwa 3000 m über eine ziemlich feste Sohle mit gleichen Ufern, er hat dort noch regelmäfsige Verhältnisse.

Kaum hat er aber diese Stelle überschritten und ist bei Hüningen an der französischen Grenze angekommen, so ändert sich die Beschaffenheit der Sohle plötzlich.

Das Flufsbett besteht dann nur noch aus einer breiten und tiefen Masse von Kieseln, die kein Bindemittel unter sich zusammenhält.

Zwischen dem schwachen Widerstande der Sohle und der Böschungen, der aufserordentlichen Geschwindigkeit und der ebenso aufserordentlichen Menge des abfliefsenden Wassers bestehen keine Beziehungen mehr.

Daraus erwachsen die Ursachen der unaufhörlichen Störungen, die seit langer Zeit das Entsetzen der Anlieger und ihre beständige Beängstigung sind und die der Schiffahrt den gröfsten Nachteil bereiten.

In Wirklichkeit bietet das Rheinbett den Anblick eines ungeheuren Inselmeeres, dessen einzelne Eilande bald weggefressen, bald wieder angeschwemmt sind, zwischen denen das Wasser des Stromes sich nach Belieben neue Arme öffnet, die alten verschüttet, das Hauptbett verlegt, bis zu unbestimmbaren Tiefen auswäscht oder Kiesbänke aufwirft.

Noch vor Kurzem, als die Handelsbeziehungen noch nicht die Ausdehnung erreicht hatten, die sie gegenwärtig besitzen, konnte die ganz unvollkommene, unsichere und selbst gefährliche Schiffahrt den Bedürfnissen der Uferbewohner genügen.

Es handelt sich nur darum, die Fahrt einiger mühsam an der Leine gezogener Schiffe zu ermöglichen.

Jetzt bietet der Dampf eine neue Kraft, die den Wettbewerb mit dem Ruder und dem Segel aufnimmt; vor 6 Jahren (1834) erreichte die Dampfschiffahrt Strafsburg noch nicht und erstreckt sich jetzt schon bis Basel.

Die schnellste und billigste Fahrt ist heute eine Notwendigkeit für die Schiffahrt; der kleinste Widerstand, das kleinste Hindernis drückt empfindlich.

Die neuen Bewegungsmittel stellen neue Anforderungen. Es ist unabweisbar geworden, eine so schnell aufwärts steigende Bewegung des öffentlichen Wohlstandes zu unterstützen.

Geht man, was den Uferschutz betrifft, um ein halbes Jahrhundert zurück, so wird man erkennen, dafs der reifsende, vagabundierende, zerstörende Rhein damals nur geringe Angriffe gegen das Gelände im Vergleiche zu jenen ausübte, die wir in Zukunft in Rechnung ziehen müssen.

Vor 50 Jahren noch war der gröfsere Teil der Ufer bewaldet; die Kultur hatte den bemerkenswerten Umfang noch nicht angenommen, den später das schnelle Anwachsen der Bevölkerung und die Anforderungen an eine bessere Lebensführung mit sich brachten.

Die Wälder waren im allgemeinen das Eigentum der Gemeinden oder der Grundherrn. Sie konnten die Beute des Wassers werden, ohne dafs der Preis des Brennmateriales in die Höhe ging.

Heute sind grofse Waldflächen bis zum Rheinufer ausgestockt, Grund und Boden ist in die Hände von Privaten übergegangen; der Staat hat seinen Waldbesitz veräufsert, der Wert des Brennholzes ist beträchtlich gestiegen; den geringsten Auskolkungen folgen um so lebhaftere Klagen, als sie nicht öffentliches, sondern Privateigentum betreffen.

Alle diese Umstände zusammengefafst legen den Regierungen der Rheinuferstaaten schwere Verpflichtungen auf.

Nicht allein die Schiffahrt, diese grofse Quelle öffentlichen und privaten Reichtums mufs gesichert, erleichtert und pünktlich im Dienste gemacht, auch das Eigentum mufs geschützt und gegen alle Angriffe befestigt werden.

Der Augenblick zur Lösung einer gewaltigen Aufgabe ist gekommen, welche lange vorausgesehen und bei allen Gelegenheiten von den zuständigen Technikern besprochen, in Zukunft auf der Tagesordnung stehen wird.

Alle Geister sind von der Notwendigkeit der Lösung dieser Aufgabe überzeugt.

Es handelt sich darum, ein grofses System europäischer Handelswege zu schliefsen und gleichzeitig ungeheure Geländeflächen, die heute den Verheerungen des Stromes ausgesetzt sind, demselben zu entreifsen, zu schützen und dem Ackerbau, dem ersten Elemente des Wohlstandes der Völker, zu überweisen.

Die Lösung der gestellten Aufgabe kann nur erreicht werden, wenn dem beständigen Hin- und Herwandern des Stromes ein Ende bereitet oder wenn seine Regulierung durchgeführt wird.

Die Grundzüge für die Lösung dieser Aufgabe sind notwendigerweise die folgenden:

1. Die Zusammenfassung der Wasser des Stromes in einem einzigen Bette;
2. die dauernde Befestigung seiner Ufer;
3. der Schutz des Geländes gegen Überschwemmungen.

Die Zusammenfassung des Stromes in ein einziges Bett verlangt die Untersuchung der besten demselben zu gebenden Richtung und die Bestimmung der zum Abfluſs des Wassers erforderlichen Breite.

Durch diese Anordnungen wird der Fluſs geringere Länge und geringere Breite erhalten, woraus eine Vertiefung der Sohle, eine Senkung des Wasserspiegels und eine gröſsere Tauchtiefe der Schiffe folgen wird.

Die dauernde Befestigung der Ufer und der Schutz des Geländes sind die notwendige Folge der bestimmten Richtung und der sie begleitenden Umstände.

Die durch die vorstehende allgemeine Übersicht aufgeworfenen Fragen werden in den folgenden Abschnitten nacheinander besprochen und gelöst werden.

Die Höhe der zu machenden Ausgaben darf nicht überraschen, wenn man bedenkt, daſs sie sich auf die Länge von 215000 Metern eines hochwasserreichen Flusses mit starkem Gefälle und groſser Geschwindigkeit erstrecken, der sein beträchtliches Wasserquantum durch eine leicht überschwemmbare Ebene wälzt, die dem nagenden Angriffe des Wassers keinerlei Widerstand bietet.

Übrigens werden diese Ausgaben nur nach und nach in einem solchen Zeitraume gemacht werden, daſs das Gewicht des jährlich erwachsenden Opfers im Verhältnis zu den auſserordentlichen Wohlthaten, die es dem Lande bringen wird, gering ist.

Der Erfolg dürfte nicht zweifelhaft sein, wenn man die groſsen und schönen Arbeiten betrachtet, die zwischen Mannheim und Lauterburg unternommen und durch die vereinten Anstrengungen Bayerns und Badens vollständig beendet sind.

Es ist wahr, daſs sich dort der Fluſs in viel günstigeren Verhältnissen als in seinem Oberlauf für die Regulierung befindet, aber da die Beschaffenheit des Bettes und der Böschungen die gleiche ist, so ist es erwiesen, daſs dieselben Erfolge erreicht werden können.

Die badische Regierung hat am rechten Rheinufer die gleiche Art und Weise der Uferdeckung und des Uferschutzes angewendet und es kann heute, Dank den von der einen wie der anderen Seite gewählten Mitteln, der Lauf des Rheines als reguliert angesehen werden. Das Aussehen der Arbeiten, sowie die Gleichzeitigkeit ihrer Herstellung auf beiden Ufern giebt eine Probe dessen, was man zu erwarten berechtigt ist, wenn es dem schöpferischen Gedanken weder an Ausdauer noch den zu seiner Durchführung berufenen Männern an den erforderlichen Mitteln fehlt.

§ 2. Zusammenfassung des Rheinwassers in einem einzigen Bett.

Nachdem der Nutzen, die Bedeutung und ich möchte sagen die Dringlichkeit der Rheinregulierung nachgewiesen worden ist, handelt es sich darum, die Maſsnahmen zu prüfen, zu besprechen und festzustellen, die erforderlich sind, um dieses groſse Ziel zu erreichen.

Es ist klar, daſs die Lösung der Aufgabe wesentlich in der Zusammenfassung des Wassers des Stromes in einem einzigen Bett, ferner in der Feststellung der Breite desselben und in der seinen Ufern zu gebenden Richtung besteht. Obwohl diese 2 Fragen unter sich in direkter Beziehung stehen, so werde ich sie zu besserer Beleuchtung trennen und beginne mit der Festsetzung der Breite des Bettes.

§ 3. Festsetzung der Breite des Bettes.

Jedes Wildwasser, welches seine Ufer unterwäscht und seine Sohle aufwühlt, in seiner Durchfluſsmenge und dem beträchtlichen Unterschiede zwischen seinem Niederwasser, seinem Mittel- und seinem höchsten Hochwasser steten Wechsel bietet, würde vollständig reguliert sein, wenn der Querschnitt seines Bettes dergestalt geformt wäre, um die Strömung in jedem der drei bezeichneten Zustände vollständig aufzunehmen.

Nach dieser Anordnung müſste ein Niederwasserbett für die kleinsten Wasserstände, ein Mittelwasserbett für die mittleren Wasserstände und ein Hochwasserbett für die gröſsten Hochwasser geschaffen werden.

Was den Rhein betrifft, so würde es bei dem gegenwärtigen Zustande des Rheines unmöglich sein, ein Niederwasserbett zu schaffen.

Die geringsten Niederwasserstände treten nur in weit voneinander entfernten Zeiten ein; sie haben nur kurze Dauer. Man könnte nur selten unbedeutende Arbeiten dafür herstellen, die von den nächsten Hochwassern unfehlbar zerstört werden würden.

Würden sie, entgegen aller Wahrscheinlichkeit, nicht fortgerissen, so würden sie Hindernisse im Flufslaufe bilden und Anlafs zu viel heftigeren Störungen geben, als diejenigen, die den schon zu zahlreichen natürlichen Ursachen zuzuschreiben sind; der Schiffahrt würden sie in hohem Grade gefährlich sein.

Die Untersuchungen müssen sich auf die beste Art und Weise erstrecken, ein Niederwasserbett und ein Mittelwasserbett herzustellen.

Ihr Ergebnis ist bis zu einem gewissen Mafse von der Stromrichtung abhängig; denn je nach ihrer Wahl wird der benetzte Umfang des Querprofiles sich ändern.

Unterstellt man eine gerade Stromachse, so werden die gröfsten Tiefen in der Mitte des Profiles liegen und nach den Ufern zu abnehmen. Folgt die Stromachse einer gebogenen Linie, so wird die Form des Querprofiles ein Dreieck sein, dessen Basis der Wasserspiegel bildet und dessen Spitze sich am Fufse des konvexen Ufers befindet.

Da die Stromrichtung meist in Kurven liegen wird, so mufs das benetzte Querprofil dieser Bedingung entsprechen.

Betrachtet man die in dem Aufsatze des Herrn Defontaine bezeichneten Ergebnisse, so wird man finden, dafs eine Breite von 120 bis 125 **m** für den Abflufs der Mittelwasser genügt. Die gröfste Tiefe würde dabei zwischen 3,62 und 4,70 **m** betragen.

Andererseits findet Herr Coumes, Ingenieur des Rheinbaubezirkes zwischen Strafsburg und Lauterburg, für eine Profilbreite von 141,49 **m** eine gröfste Tiefe von 8 **m**.

Herr Legrom, Ingenieur der Strecke zwischen Rheinau und Strafsburg, kommt zu dem Schlusse, dafs die Breite des Bettes in seinem Bezirke 200 **m** nicht zu überschreiten braucht.

Diese verschiedenen Schlufsfolgerungen sind abhängig von dem Gefälle, der Geschwindigkeit und der Wassermenge, welche die Arbeit des Herrn Defontaine angiebt und sind durch die Profilangaben, sowie durch die zugehörigen Berechnungen der Ingenieure nachgewiesen.

Es ist durch die heute von allen Wasserbautechnikern anerkannten Formeln festgestellt, dafs der Rhein in seinem gegenwärtigen Zustande eine viel gröfsere Breite besitzt, als sie seine Regulierung erfordert, denn das Bett, in dem er ungestraft fliefst und alle Verwüstungen anrichtet, hat bei Mittelwasser ungefähr 500 **m** Breite.

Die Thatsachen bestätigen übrigens diese Behauptung. Bei Basel, wo der Rhein natürlich eingezwängt ist, strömt er in einem ungefähr 150 **m** breiten Bette dahin.

In Hüningen, wo sein Querprofil auch beinahe noch ganz geschlossen ist, hat das Bett bei Mittelwasser 200 **m** Breite. Die Durchstiche des Rheines zwischen Lauterburg und Mannheim sind für eine Breite von 250 **m** berechnet worden.

Vor Zeiten, als Wissenschaft und Erfahrung noch keine Fortschritte gemacht hatten, wäre es nicht möglich gewesen, eine Minderung des Querprofiles eines Flusses vorzuschlagen, der bei Niederwasser 400 **cbm** und bei Hochwasser 5000 **cbm** in der Sekunde führt.

Unübersteigbare Vorurteile würden sich der Ausführung einer ähnlichen Mafsregel entgegengestellt haben. Man würde das Vorhandensein vieler Arme, die das Wasser in dem widerstandslosen Boden immer aufs Neue auswäscht, als Beweis für die Notwendigkeit eines grofsen Profiles angesehen haben.

Heute dagegen wird es nicht mehr so sein; die Gabe der Beobachtung ist unter den Massen verbreitet; man kann ohne Befürchtungen eine durch die Vernunft erleuchtete Anordnung ausführen.

Obwohl die Rechnung für das Mittelwasserbett eine gröfste Breite des Querschnitts von 141,49 **m** ergiebt, die Annahmen, auf denen sie beruht, etwas fragwürdig und die Naturgesetze noch nicht bis in ihre tiefste Tiefe erforscht sind, so ist es besser, dem Spiele der Naturgewalten etwas freie Bewegung zu lassen, als sich der Gefahr auszusetzen, sie mit unzureichenden Mitteln zu bekämpfen, die ungeheure Opfer erfordern würden.

Da im oberen Teile des Rheines, von Basel bis Hüningen, die natürliche Breite des Bettes bei Mittelwasser 200 **m** beträgt, so genügt es, dieselbe beizubehalten.

In den zu Freiburg im Juli 1838 betreffs der Brückenbauten bei Basel und Hüningen abgehaltenen Besprechungen ist eine Breite von 200 **m** vorgeschlagen, von den Ingenieuren beider Uferstaaten angenommen und von den zuständigen Regierungen genehmigt worden.

Auf dem unteren Laufe, unmittelbar unterhalb der französischen Grenze bei Lauterburg, ist bis Mannheim eine Breite von 250 **m** angenommen worden.

Dieselbe Breite ist bei der Bestimmung der Richtung einzelner zu regulierender Strecken zwischen Strafsburg und Lauterburg im Jahre 1821 und 1822 zwischen Frankreich und Baden festgesetzt worden.

Ich bin der Meinung, dafs diese Zahlen unantastbar sind.

So würde das Niederwasserbett unterhalb Basel 200 m Breite und im Unterlaufe des Stromes 250 m Breite erhalten. Der Unterschied zwischen beiden Mafsen könnte bei Rheinau oder oberhalb Strafsburg vermittelt werden.

Die Entwürfe, die ich vorlege, sind nach meinen Weisungen in der Unterstellung einer gleichmäfsigen Breite des Strombettes von 250 m ausgearbeitet; ich habe dieselbe vorläufig zu Grunde gelegt und überlasse es der Verwaltung, ebensowohl über die Herabsetzung der Breite im Oberrhein, als über die Punkte sich zu entscheiden, an welchen der Übergang von einer Breite zur anderen stattfinden soll.

Es ist überflüssig, hinzuzusetzen, dafs eine etwa verfügte Abänderung ohne Belang für das Projekt im ganzen oder für die Höhe der Kosten ist.

Die Festsetzung der Breite von 200 m im Oberrhein und von 250 m im Unterrhein wird den Tiefgang mehr erhöhen, als es für die Schiffahrt bei Mittelwasser erforderlich ist; wir haben ja gesehen, dafs bei Unterstellung einer bogenförmigen Gestaltung der Stromlinie das Bett eine Dreiecksform annehmen und seine Tiefe am Fufse der mit Steinen abgedeckten Böschung des konkaven Ufers ungefähr 8 m betragen wird.

Aber nicht allein diese Bedingung mufs erfüllt werden, die gegebene Breite mufs auch bei dem kleinsten Niederwasser des Stromes die erforderliche Tauchtiefe sichern.

Nach den von dem Ingenieur Coumes angestellten, in seinem Begleitbericht enthaltenen Rechnungen würde die Tiefe bei Mittelwasser in der Unterstellung einer geraden Richtung der Stromachse 3,84 m bei einer Breite des Bettes von 221 m betragen.

Der Wasserspiegel liegt bei Mittelwasser 1,50 m über dem kleinsten Niederwasser, demnach würde bei dem letzteren eine Tiefe von 2,34 m bleiben.

Es ist das die ungünstigste Annahme, aus der folgt, dafs der für die Schiffahrt erforderliche Tiefgang stets vorhanden sein wird.

§ 4. Richtung des Bettes.

Nach der Bestimmung der dem regulierten Flufsbett zu gebenden Breite gelangen wir zur Bestimmung der für seine Ufer zu wählenden Richtung.

Das ist eine Aufgabe, die verschiedene Lösungen zuläfst.

Das Rheinbett ist überall und auf grofse Länge derselben Art und Beschaffenheit; es ist für den schnellen Abflufs des Wassers grundsätzlich gleichgiltig, ob der Flufs sich mehr auf der französischen oder mehr auf der badischen Seite hinzieht; es ist für die Hoheitsrechte beider Uferstaaten gleichgiltig, ob einige Hektare Boden dem einen weggenommen und dem anderen zugelegt werden; ein Besitz oder Verlust dieser Art kann nicht ernstlich in Betracht gezogen werden. Es bedeutet ferner betreffs der Kosten sehr wenig, ob die Buchten des Stromes auf dieser oder jener Seite tiefer sind; der Unterschied, der daraus zu Gunsten oder zum Schaden eines der beiden Staaten folgt, würde im Vergleich zu der Menge der auszuführenden Arbeiten unwesentlich sein.

Wären bis heute am Rheine noch keine Uferschutzbauten vorhanden, könnte er seinen Lauf noch nach freiem Belieben wählen, so könnte man vollständig von den eben besprochenen Eigentums- und Hoheitsinteressen absehen und die Regulierung nach allgemeinen grofsen Linien ausführen, denen sich nach und nach alle herzustellenden Werke anzupassen hätten.

Aber da es heute, wo schon bedeutende Ausgaben gemacht worden, so nicht gehen kann, weil einzelne dieser Werke für die Dauer gebaut und von zweifellosem Nutzen sind, so ist es klar, dafs die Weisheit der Regierungen soweit wie möglich von diesen Ausgaben Vorteil ziehen mufs.

Es giebt also gewisse Werke, die geschont werden müssen. Aber diese Schonung ist dem vorherrschenden Grundsatze unterzuordnen, dafs die beizubehaltenden Arbeiten den freien Abflufs des Wassers, die Sicherheit und Leichtigkeit der Schiffahrt nicht hindern.

Die einfachste aller Richtungen ist die gerade Linie, aber aufser den vorher besprochenen Gründen, die die Verpflichtung auferlegen, die Stromrichtung den schon bestehenden Werken anzupassen, verlangen folgende Erwägungen höherer Art ihre Verwerfung:

1. Die Stromgeschwindigkeit würde wesentlich verstärkt werden und die Schiffahrt darunter leiden;
2. diese Beschleunigung der Geschwindigkeit würde alle Zuflüsse fast gleichzeitig herbeiführen, während die Natur doch derart bestimmt zu haben scheint, dafs ihre Wasser ganz allmählich verlaufen;
3. die Herstellung der künstlichen Ufer wie ihre Unterhaltung würden kostspieliger werden und der Angriff des Wassers an allen Stellen der gleiche sein; wenn der Strom der geraden

Richtung seines Bettes und nicht auch in dieser der schlängelnden Richtung folgte; folglich bedürften sie auch an jeder Stelle desselben Schutzes;

4. die Kiesbewegung würde bedeutender und unbehinderter, sie könnte Störungen an der Mündung hervorbringen.

Doch kann man die gerade Richtung nicht vollständig verwerfen; sie mag in einzelnen Fällen selbst zweckmäfsig sein, darf aber nur eine Ausnahme bilden.

Die sich schlängelnde Richtung ist daher allein zulässig; sie ist im wesentlichen dem Entwurfe zu Grunde gelegt worden.

Das Gefälle und demgemäfs die Stromgeschwindigkeit sollen nicht wesentlich erhöht werden.

Der Uferschutz wird geringere Kosten erfordern.

Nimmt man aber eine schlängelnde Stromrichtung an, so darf man nur Kurven mit grofsem Halbmesser wählen; es scheint überflüssig, dies näher zu begründen, es ist auch in dem Werke des Herrn Defontaine, auf welches die Berichte der Herren Ingenieure sich bezogen haben, schon besprochen und nachgewiesen.

Indessen darf man nicht annehmen, dafs nur die konkaven Buchten Schutz bedürfen. Die Befestigung der Ufer mufs nach meiner Meinung eine fortlaufende sein.

Ich mufs hierzu einige Erläuterungen geben.

Ich habe in dem vorhergehenden Abschnitte auseinandergesetzt, dafs die Frage nicht in Betracht kommen könnte, dem Flusse ein Niederwasserbett für den Ablauf des kleinsten Niederwassers zu schaffen. Das Mittelwasserbett würde eine zu grofse Breite für den Zustand des Niederwassers erhalten.

Denn da die Sohle des Flusses keinen Widerstand bietet, so würde das Wasser sie selbst bei ganz geringen Wasserständen angreifen.

Es würde fortdauernd Kies ausgehoben und weggeführt werden; die Veränderung des Thalweges müfste mit dem steten Vorrücken der Angriffspunkte des Stromes daraus hervorgehen, folglich das Ufer in seiner ganzen Ausdehnung geschützt werden.

Zweifellos kommen später die Veränderungen des Thalweges seltener als unter den gegenwärtigen Verhältnissen vor und wenn der von der Regulierung erwartete Erfolg eingetreten sein wird, wenn die Vertiefung des Strombettes in den Konkaven erfolgt ist, werden Störungen weniger heftig und häufig als zur Zeit eintreten und ihre Folgen werden weniger empfindlich sein.

Doch ist ihr vollständiges Verschwinden nicht zu hoffen und während der nicht abzuschätzenden Dauer der Arbeiten, die sich, wie man weiter unten sehen wird, auf 25—30 Jahre erstrecken kann, werden die vorläufig von der Regulierung ausgeschlossenen Strecken des Flusses allen seinen Launen ausgesetzt bleiben und je nach der festgesetzten Stromrichtung des Schutzes bedürfen. Daraus ergibt sich die Unmöglichkeit, jegliche Voraussicht für den Schutz der Ufer fallen zu lassen.

Je nach dem Einverständnis und dem Zusammenarbeiten beider Regierungen der Uferstaaten, je nachdem die jährlichen Geldbewilligungen dem Bedürfnisse entsprechen, werden die wirklichen Ausgaben mehr oder minder hoch sein; es ist unbestreitbar, dafs ein schneller und billiger Erfolg wesentlich von der am besten durchdachten und durchgeführten Berechnung aller zu ergreifenden Mafsregeln abhängt.

Da aber das Eintreffen der vorteilhaftesten Bedingungen für die Ausführung weniger von dem Willen der Techniker als von höheren Einflüssen bestimmt wird, so ist es die Pflicht derselben, einen alle möglichen Fälle voraussehenden Anschlag vorzulegen.

§ 5. Schutz des Geländes gegen die Überschwemmungen.

Nach der Bestimmung der Breite des Bettes für die Mittelwasser und der dem Strome zu gebenden Richtung müssen die Mittel zum Schutze des Geländes gegen den Angriff des Wassers gesucht werden.

Das Rheinufer ist in der ganzen Ausdehnung der französischen Grenze überall niedrig; an vielen Stellen erhebt es sich nicht über den mittleren Wasserspiegel, an keiner Stelle übersteigt es ihn um mehr als einen Meter; Hüningen und Lauterburg, die äufsersten Grenzen des Gebietes, ausgenommen.

Deshalb giebt es kein Jahr, in dem die Wasser des Flusses die Ufer nicht überschwemmen; im Sommer die Schneewasser, im Herbste grofse weitverbreitete Niederschläge, deren Abflüsse gleichzeitig dem Rheinbette zueilen.

Bis die zahlreichen Altwasser, die heute das Rheinthal durchziehen und bei der Regulierung geschlossen werden, einmal ganz verlandet sind, wirkt die Überschwemmung der Ufer in vielen Fällen eher nützlich, als schädlich.

Ist die Verlandung aber, soweit man erwarten kann, vorgeschritten, so würden weitere unvorhergesehene Überschwemmungen ein Unglück und die Uferbewohner würden der Vorteile beraubt werden,

die ihnen die Regulierung bringen soll; denn der Zweck derselben mufs doch sein, der Landwirtschaft die ganzen Grundstücke, die der Strom jetzt ohne Widerstand verwüstet, zu erhalten.

Ist dieser Zeitpunkt gekommen — und er könnte für einige Gegenden schon bald erscheinen — so würde es notwendig sein, den Strom zwischen hochwasserfreie Dämme einzuschliefsen.

Zur Vollständigkeit des aufgestellten Entwurfes war es notwendig, den Bau dieser Dämme zu veranschlagen und in Rechnung zu stellen.

Da tritt zunächst die Frage auf, in welcher Entfernung vom Ufer diese Dämme angelegt werden sollen?

Nach Herrn Defontaine mufs das Hochwasserbett im Oberrhein 300 m Breite, im Unterrhein unterhalb Strafsburg 450 m Breite haben.

Aber die Rechnungen dieses Ingenieurs setzen ein Gefälle von 0,00048 zwischen Strafsburg und Lauterburg voraus, während der vorliegende Entwurf, mit Rücksicht auf die geringere Länge des Flusses, ein Gefälle von 0,00055 annimmt.

Diesem Unterschied folgt ein anderer, nämlich derjenige der mittleren Geschwindigkeit und folglich des schnelleren Wasserabflusses.

Von diesen Erwägungen ausgehend, findet man, dafs es genügt, die hochwasserfreien Dämme in 4 m Abstand von der Kante des regulierten Ufers anzulegen; die so erhaltene Breite genügt für den Durchflufs der gröfsten Hochwasser.

Diese Behauptung wird durch die Thatsachen erwiesen, die die unterhalb Lauterburg ausgeführten Arbeiten geschaffen haben.

In diesem schönen, auf Kosten Bayerns und Badens regulierten Teile des Rheines beträgt die Breite des Bettes 250 m und die natürlichen Ufer werden nicht überschwemmt.

Allerdings sind die Altwasser des Stromes nicht abgeschlossen und beschleunigen den Abflufs des Wassers, soweit sie nicht verlandet sind.

Was den Oberlauf anlangt, so ist bekannt, dafs der Rhein bei Basel ein tief eingeschnittenes Bett hat und seine höchsten Hochwasser bei 200 m Breite desselben abführt.

Nach meiner Meinung folgt daraus, dafs die hochwasserfreien Dämme parallel zu den Uferkanten und in 4 m Abstand von denselben angelegt werden können.

Auf diese Annahme stützt sich der Entwurf.

Immerhin ist es von gröfster Wichtigkeit, diese Frage weiter zu studieren und ihre Lösung auch auf praktischem Wege zu versuchen.

Die anzustellenden Untersuchungen bieten um so weniger Schwierigkeit, als die hochwasserfreien Dämme auf dem allergröfsten Teile des Flufslaufes erst gegen Ende der Regulierung angelegt werden müssen, wenn die Altrheine verlandet sind.

Es ist von gröfster Wichtigkeit, zu untersuchen, inwieweit der geistvolle Vorschlag des Herrn Defontaine, die Dämme dem konkaven Ufer zu nähern und an dem konvexen zurückzulegen, zur Ausführung gelangen kann.

Diese Anordnung würde den Vorteil bieten, den Lauf des Stromes bei Hochwasser zu begradigen und den Abflufs desselben zu beschleunigen. Für die Schiffahrt entsteht daraus der Nachteil, dafs der Leinpfad vom Ufer des Stromes abrückt, da er selbstredend der Dammkrone folgen wird.

Diese Erwägung hat mich mit der anderen, der Landwirtschaft eines Tages die gröfsten Flächen zur Bebauung überweisen zu können, veranlafst, einen parallelen, überall gleichweit abstehenden, auf das Minimum der Breite berechneten Abschlufs des Stromes vorzuschlagen.

§ 6. Art und Folge der Ausführung.

Ich bezwecke hier nicht, Einzelheiten der Ausführung zu besprechen, sie sind in den Berichten, den Plänen und Querprofilen der Ingenieure enthalten, die dem Entwurfe beiliegen.

Solche Einzelheiten gehören übrigens nicht hierher in die allgemeine Übersicht, die nur die zur besseren Einsicht der Regierung wie zur Bestimmung ihrer Entscheidung zu behandelnden Hauptfragen enthält.

Da der Teil des Rheines, der reguliert werden soll, gleichzeitig Frankreich und Baden als Grenze dient, so ist es unbedingt erforderlich, dafs die beiden Grenzstaaten gemeinschaftlich die dem Bette zu gebende Breite sowie seine Richtung bestimmen.

Es ist Grund zu der Annahme vorhanden, dafs die Bestimmung der Breite des Bettes nirgends Schwierigkeiten begegnet.

Baden und Bayern haben die Regulierung des Stromes entlang der Grenze ihrer Länder in einer Breite von 250 m, die hier vorgeschlagen wird, schon ausgeführt.

Frankreich und Baden haben sich bereits darüber verständigt, dafs einige Teilstrecken zwischen Strafsburg und Lauterburg in dieser Breite hergestellt werden sollen.

Bei Gelegenheit des Baues der Schiffbrücke bei Altbreisach ist die Breite des Rheines im Oberlaufe zu 200 m festgesetzt worden.

Man kann deshalb die Frage der Breite des Strombettes als in gemeinschaftlichem Einverständnis gelöst ansehen.

Die andere Frage betreffs der Richtung des Strombettes ist weniger spruchreif.

Aber beiderseits ist man vorbereitet und beide Teile werden die Vorschläge zu einer Verständigung gern annehmen.

Der Vertrag über die Abmarkung der Rheingrenze, der bis zur Unterzeichnung gediehen ist, wird einen besonderen Artikel über einige Abmachungen enthalten, deren Inhalt ich hier wiedergeben werde.

„In Zukunft werden die Arbeiten zum Zwecke der Regulierung des Flufslaufes ausgeführt.

Zu diesem Behufe werden die Ingenieure beider Staaten eine gemischte Kommission bilden und einen allgemeinen Entwurf der Stromlinien ausarbeiten. Aufserhalb der verabredeten Linien dürfen nur im Notfalle Arbeiten vorgenommen werden. In diesem Falle werden die Ingenieure des angegriffenen Ufers denen des gegenüberliegenden Ufers Mitteilung von den Mafsregeln machen, die sie zu treffen gezwungen sind. Bei der nächsten Zusammenkunft der Kommission wird die Frage geprüft werden, ob die ausgeführten Arbeiten abgeändert werden können oder dauernd bleiben müssen.

Diese Bestimmungen bestätigen, dafs das Bedürfnis der Rheinregulierung auf beiden Ufern empfunden wird und dafs der Zeitpunkt zur Ausführung dieses grofsen und wichtigen Unternehmens gekommen ist.

Die Art der Ausführung hängt wesentlich von der demnächst zwischen Frankreich und Baden abzuschliefsenden Vereinbarung ab.

An dem Erfolg der Besprechungen ist nicht zu zweifeln, kleine Eifersüchteleien bestehen nicht, bei unbedeutenden Fragen des Eigentumes oder des Hoheitsrechtes wird man sich nicht aufhalten; das allgemeine Interesse wird über ihnen stehen.

Sobald die Regulierungslinien bestimmt und genehmigt sind, wird man sie im Freien abstecken; durch den Wald Gräben ziehen oder Grenzsteine setzen, die zugleich als Höhenmarken dienen.

Sollten die Grenzstaaten sich entgegen aller Wahrscheinlichkeit nicht verständigen, so würde Frankreich nichts hindern, seinerseits allein für sein Ufer die Arbeiten, die nach einem grofsen und vollständigen Plane entworfen sind, auszuführen.

Seine Ausdauer und seine Erfolge würden unfehlbar den Erfolg der Regulierung sichern; wenn es erst befestigt und geschützt von keiner Seite mehr etwas für die Verheerung seines Gebietes zu fürchten hätte, so dürfte dem Nachbarlande doch einmal, sei es früher oder später, ein Licht darüber aufgehen und es müfste seine Arbeiten den unseren anpassen oder mit ihnen in Übereinstimmung bringen.

Sollte diese Möglichkeit eintreten, so würde es zweifellos zu bedauern sein, ebensowohl aus Sparsamkeitsgründen als wegen des rechtzeitigen Enderfolges; denn nur mittels des auf die Lauterkeit der Absichten und den aufrichtigen Wunsch, bessere Zustände zu schaffen, fest gegründeten Einvernehmens beider Staaten kann das grofse Ziel gut und sicher erreicht werden.

An der Herstellung dieses Einvernehmens braucht man nicht zu zweifeln.

Ich nehme daher auch an, dafs die Richtung der Regulierungsarbeiten in beiderseitigem Einverständnis bald bestimmt wird.

Ist dieser erste Punkt erreicht, so ist noch die Zeitfolge der Arbeiten festzusetzen.

Es ist bekannt, dafs das Interesse beider Uferstaaten die Regulierung des unteren Rheinlaufes zwischen Strafsburg uud Lauterburg zuerst verlangt. Die gröfsten Anstrengungen müssen auf diese Strecke gerichtet werden.

Wird die Regulierung dieses Abschnittes erreicht sein, so stehen die holländischen und unterrheinischen Häfen in leichter und sicherer Verbindung mit Strafsburg und durch den Rhein-Rhone- wie den Rhein-Marne-Kanal mit dem Süden und dem Herzen Frankreichs.

Zu gleicher Zeit mufs man die Regulierung wegen der weiten Fortschritte, die die Arbeiten dicht oberhalb der Kehler Brücke schon genommen haben und mit Rücksicht auf das militärische Bedürfnis, welches die Speisung des Kleinen Rheines verlangt, auf die ganze Strecke des Bannes Strafsburg ausdehnen.

Im Oberrhein mufs die kleine Strecke zwischen der französischen Grenze bei Hüningen und dem Dorfe Kembs ebenfalls zuerst mit in die Regulierungsarbeiten einbezogen werden. Dieser Teil dient, so zu sagen, dem Rhein-Rhone-Kanal als Speisebecken und kann als ein Zubehör desselben betrachtet werden.

Die Hölzer, die vom Schwarzwald und den Schweizer Alpen herkommen und zu Flöfsen gebaut bis an die Saône- und Rhônemündung und in das Mittelländische Meer gehen, können nicht alle mehr durch die Schleuse bei Hüningen in den Kanal gelangen; sie müssen dazu bis nach Kembs herunterfahren; dieser Teil des Flusses verdient also Berücksichtigung. Übrigens befindet er sich glücklicherweise in einer so günstigen Lage, dafs die Aufwendung unbedeutender Mittel genügen wird, die angefangenen Bauten zu vervollständigen.

Zwischen Kembs und Strafsburg könnten die Arbeiten wie seither mit bescheidenen Mitteln fortgeführt werden, bis die Regulierung in den beiden anderen Strecken beendet wäre und dann die Mittel des Budgets die Aufwendung grofser Beträge zu ihrer Vollendung gestatteten.

§ 7. Wirkungen der Regulierung.

Die Erfolge der Regulierung müssen nach 3 Gesichtspunkten betrachtet werden:

1. Nach ihrer politischen Bedeutung, sowie nach ihrer Bedeutung für die Landeshoheit,
2. nach ihrer Bedeutung für die Schiffahrt,
3. nach ihrer Bedeutung für das Eigentum und die Landwirtschaft.

Diesen verschiedenen Interessen mufs ich einige Bemerkungen widmen.

1. Die Erfolge in politischer Beziehung wie in ihrer Bedeutung für die Landeshoheit.

Es liegt Grund zu der Annahme vor, dafs der verwilderte Zustand des Rheines zu allen Zeiten zahlreiche Schwierigkeiten und Streit zwischen den Eigentümern beider Ufer veranlafst hat.

Dieselben haben indessen erst seit der Vereinigung des Elsafs mit Frankreich einen wesentlich nationalen Charakter angenommen.

Deshalb war es unter schuldiger Rücksichtnahme auf das Eigentum notwendig, die beide Staaten trennende Grenzlinie der Landeshoheit zu bestimmen.

Eine der besten und natürlichsten Grenzen eines Staates ist ohne Zweifel ein Flufs.

Befindet sich derselbe aber in einem solchen Zustand der Unbändigkeit, dafs er seinen Lauf unaufhörlich gewaltsam ändert, so wird die Grenze unsicher; ebenso unsicher werden die Rechte der Landeshoheit; auch die Eigentumsrechte sind, wenn keine Verjährung nachgewiesen ist, derselben Gefahr ausgesetzt.

Die schweren Unzuträglichkeiten, die einem solchen Zustand der Dinge folgen, haben sich derart vermehrt und gehäuft, dafs es einige Zeit vor der Revolution von 1789 als unbedingt erforderlich erachtet wurde, Abhilfe eintreten zu lassen.

Zu diesem Zwecke ernannten Frankreich und die deutschen Staaten Bevollmächtigte.

Das Ergebnis ihrer Arbeiten war, dafs in Zukunft der Thalweg des Rheines die Grenze der Landeshoheit bezeichnen sollte, dafs aber die Gemeindegrenzen in ihrem Bestande unverändert bleiben sollten, sodafs danach jeder im Genusse des Eigentumes des Grundes und Bodens ohne Rücksicht auf die Landeshoheit blieb, unter der er stand.

Um es kurz zu sagen: es wurden 2 Arten der Landeshoheit geschaffen: die eine wechselte ihre Lage, die andere war beständig, unveränderlich, und in ihrem Bestande durch Steine oder Höhenmarken geschützt.

Diese Mafsnahmen gelangten in einigen Jahren zur Ausführung.

Aber infolge der ruhmreichen Kriege der Republik wurde 1801 der Friede von Luneville geschlossen, durch den der Thalweg des Rheines die alleinige Hoheits- und Eigentumsgrenze wurde.

Die französische Republik trat sofort in den Besitz des Staates, der Gemeinden und der öffentlichen Anstalten, welche auf dem linken Ufer lagen und vorher zu Deutschland gehörten.

Andererseits wurden die deutschen Staaten Besitzer desselben Eigentumes, welches auf dem rechten Ufer lag.

Die französische Republik behielt die so erworbenen Güter, von einigen Entschädigungen oder Ausgleichungen abgesehen, die enteigneten öffentlichen Anstalten gewährt wurden. Diese Güter wurden Nationaleigentum.

Die in dem grofsen zeitweilig beendeten Kampfe besiegten deutschen Staaten waren freigebiger oder gerechter. Sie überliefsen das Eigentum, über welches sie nach dem Friedensvertrage die Verfügung bekamen, den enteigneten Besitzern als Ersatz der erlittenen Verluste.

Aber diese erste grofse Störung war nur der Vorläufer einer ungeheuren Verwirrung, in die die Rheinufer betreffs der Landeshoheit wie des Eigentums gerieten.

Der Thalweg war wirklich die einzige Grenze geworden; jeder Wechsel seines Laufes legte teils Frankreich, teils den deutschen Staaten Bodenstücke zu, die von einem auf das andere Ufer übergingen; die Herrschaftsgrenze befand sich unaufhörlich und so zu sagen ohne Vorwissen der Regierenden in einer solchen Lage, dafs militärische Unternehmungen von höchster Wichtigkeit ungestraft ausgeführt werden konnten. Die grausamen Rückschläge von 1814 und 1815 änderten eine so verzwickte, fehlerhafte Lage.

Nach den Friedensverträgen von Paris und Wien bezeichnete aufs Neue der Thalweg die Hoheitsgrenze, und blieb der Zustand des Eigentums unangetastet.

Der Vertrag, dessen Unterzeichnung bevorsteht, wahrt soweit als möglich die gegenseitigen Rechte der Uferstaaten wie ihrer Unterthanen.

Aber der Wechsel des Thalweges wird immer eine veränderliche Hoheitsgrenze schaffen.

Die Ursachen, über die ich einen kurzen historischen Überblick gegeben, die nacheinander Jedes Lage verschoben, verändert oder zerstört haben, könnten sich wiederholen und aufs Neue grofse Störungen veranlassen.

Es würde folglich von hohem politischen Interesse für die Uferstaaten sein, mit Hilfe des mächtigen Stromes unwandelbare Grenzen herzustellen.

Seine Regulierung wird sie uns bringen; die in einem einzigen Bett von angemessener Breite zusammengefafsten Wasser des Rheines bilden einen mächtigen Wallgraben, der die Grenze der Landeshoheit unveränderlich feststellt und der nach Veräufserungen, Austausch oder Ausgleichungen eines Tages als Grenze für das Eigentum der Uferstaaten dienen wird.

2. Erfolge für die Schiffahrt.

Die Leinzugschiffahrt, sowie die Dampfschiffahrt sind zur Zeit Stockungen, Schwierigkeiten, Anständen ohne Zahl unterworfen.

Der Anblick eines an der Leine zu Berg gezogenen Schiffes schnürt das Herz zusammen. Man sieht einige 30 Unglückliche, die im wahrsten Sinne des Wortes mittels Zugbändern an das Schleppseil angespannt sind, denen die Zugbänder die Brust eindrücken, die alle ihre Kräfte anstrengen, die mühselig bald über die Kiesbänke, bald durch die Altwasser gehen; sie leben ein Dasein voller Anstrengungen und Elend, welches minder hart sein und mehr Nutzen bringen könnte.

Die Unregelmäfsigkeiten des heutigen Stromlaufes bringen es oft mit sich, dafs die Schiffahrt Wassergeschwindigkeiten begegnet, die sie nur mit der allergröfsten Mühe bewältigen kann.

Bei der Thalfahrt drohen durch diese Unregelmäfsigkeiten die gröfsten Gefahren; die Schiffe können die Wirbel nicht vermeiden, in denen sie zu Grunde gehen, wenn das Unglück sie hineinwirft; ein anderes Mal sitzen sie auf den Kiesbänken auf, die in Menge im Strome liegen, oder sie scheitern an Hindernissen, deren Dasein sie unmöglich erkennen konnten.

Die gegenwärtige Art des Schiffszuges ist barbarischer wie alle anderen und verdirbt den Handel.

Die Dampfschiffahrt leidet unter denselben Hindernissen. Oft entzieht ihr die zu grofse Breite des Bettes den nötigen Tiefgang; oft verläfst der Dampfer die Schiffahrtsrinne, um der zu starken Strömung auszuweichen und gerät auf den Kies.

Die Regulierung ist das einzige Mittel, um einem so fehlerhaften Zustande ein Ende zu machen. Wenn die Breite des Flufsbettes durch unzerstörbare Dämme begrenzt ist, wird eine gleichmäfsige Geschwindigkeit eintreten; es wird keine Hindernisse in der Schiffahrtsrinne geben; der Leinzug wird mit Pferden von einem nicht überschwemmbaren Pfade aus stattfinden.

3. Erfolge für das Eigentum und die Landwirtschaft.

Die Regulierung wird die Vertiefung des Bettes zur Folge haben. Diese Wirkung wird die Einschränkung der Breite und die Beschleunigung der Strömung unfehlbar nach sich ziehen, weil der Lauf des Flusses verkürzt wird; eine allgemeine Senkung des Wasserspiegels wird ihm folgen.

Es ist zur Zeit noch nicht möglich, die genaue Tragweite der Vertiefung festzustellen; indessen läfst sich ihr Wert nach bekannten Thatsachen abschätzen.

So haben die Beobachtungen ergeben, dafs infolge der Regulierungsarbeiten in der Rheinpfalz der Wasserspiegel in Lauterburg um 0,90 m gesunken ist.

Werden diese Arbeiten beendet sein, haben die Durchstiche zwischen Germersheim, Speyer und Mannheim erst einmal den Thalweg aufgenommen, so wird sich die Senkung noch vergröfsern.

Derselbe Erfolg ist bei Niederwasser beobachtet worden. Bei Seltz betrug der Unterschied des Niederwassers von 1833 und 1823 = 5 cm bei Lauterburg, 12 km weiter zu Thal betrug der Unterschied 0,59 m.

Die einzige schon festgestellte Thatsache einer so beträchtlichen Senkung des Wasserspiegels ist geeignet, den Einfluſs, den die Regulierung entlang der französischen Grenze haben wird, voraus zu bestimmen.

Weite, heute vom Grundwasser durchzogene Bodenflächen werden ausgetrocknet und dem Ackerbau zur Verfügung gestellt werden.

Aber diese Wohlthat kann nicht mit der anderen verglichen werden, die die Herstellung eines geschlossenen Bettes mit hochwasserfreien Dämmen der Landwirtschaft dadurch bringt, daſs sie ihr ein ungeheures Ufergelände rettet, welches die Fluten zur Zeit durchfurchen, verwüsten oder unter Wasser setzen.

Französische und deutsche Ingenieure haben sich schon mit der Abschätzung dieser neuen Quelle des Reichtums beschäftigt und setzen diese Arbeit fort.

Ich beabsichtige nicht, durch meine Gutachten den Ergebnissen ihrer Rechnung zu widersprechen, noch sie zu unterstützen; ich glaube, mich auf die vorhergehenden allgemeinen Angaben beschränken zu sollen, die Vernunft und Erfahrung bestätigen, wenn sie auch andere, immer ein wenig zweifelhafte Daten nicht zu bekräftigen scheinen.

§ 8. Die Kosten der Regulierung.

Es genügt nicht, daſs ein Entwurf groſse und schöne Erfolge verspricht, er muſs auch die Möglichkeit der Ausführung bieten.

Was die Ausführung der Arbeiten betrifft, so ist ihr Erfolg nicht zweifelhaft, sie erheben sich nicht über die täglich am Rhein gemachten Bauten, die zwar Schwierigkeiten, aber nicht die Sorge um einen Miſserfolg bringen.

Die Geldfrage allein könnte Bedenken erregen. Dennoch bin ich der Überzeugung, daſs die Besprechung derselben, zu der ich übergehen werde, ein günstiges Ergebnis liefern wird.

Jeder Entwurf zur Ausführung groſser Wasserbauten auſsergewöhnlicher Art ist notwendigerweise den verschiedensten Zufälligkeiten unterworfen. Der erste Anschlag kann nur gewissenhaft aufgestellt werden, wenn man alle glücklichen Umstände, die dem Baue während der Ausführung zu statten kommen können, auſser Betracht läſst.

Es ist für den Staat von Wichtigkeit, von vornherein den Höchstbetrag der Opfer zu kennen, die er sich zur Beendigung eines so groſsen Werkes auferlegen muſs.

Von diesem Grundsatze ausgehend ist der Entwurf zur Regulierung des Rheines aufgestellt worden.

Man hat den Strom genommen, so wie er sich jetzt befindet und die Summe der zu machenden Ausgaben so veranschlagt, als wenn er sofort in den ihm zu gebenden Zustand versetzt werden müſste.

So hat man die Herstellung groſser Dämme für alle die Stellen vorgesehen, an denen der Rhein die Regulierungslinien durchqueren würde; obwohl man, da die Arbeiten nicht gleichzeitig ausgeführt werden, eine natürliche Veränderung des Stromlaufes abwarten könnte, bevor man so kostspielige Arbeiten unternimmt.

Ebenso hat man Durchstiche an allen Stellen des Stromes vorgesehen, wo er nach seinem gegenwärtigen Laufe eine neue Richtung haben müſste.

Desgleichen hat man die Kosten des Baues neuer Uferbefestigungen nach den Ausgaben berechnet, die bisher stückweise ausgeführte ähnliche Arbeiten verursacht haben.

Man hat dem Umstande keine Rechnung getragen, daſs die Stellen, an denen dieselben ausgeführt worden sind, gewöhnlich dem Stromangriff am meisten ausgesetzt lagen und demgemäſs ihr Schutz am teuersten war. Ebenso hat man die Möglichkeit einer gemeinsamen Verständigung zwischen beiden Uferstaaten, die ersichtlich einen bedeutenden Einfluſs auf Ersparnisse haben würde, auſser Anschlag gelassen.

Die Schätzung der Kosten, die die Gesamtheit der auszuführenden Bauten umfaſst, die zu dem zu erstrebenden Endzwecke erforderlich sind, erreicht deshalb den Höchstbetrag und beziffert sich wie in der Tabelle (S. 100) angegeben.

Die Länge des Rheines wird nach der Regulierung betragen:

im Oberrhein	Kreis Altkirch		32800 m	68750 m
	„ Kolmar		35950 „	
im Unterrhein	Kreis Schlettstadt	1. Teil 18100 m	40850 „	118005 m
		2. „ 22750 „		
	„ Straſsburg	1. „ 14500 „	58655 „	
		2. „ 44155 „		
	„ Weiſsenburg		18500 „	
			Gesamtlänge	186755 m

			Betrag des Anschlages Fcs.	cts.	Bisherige Ausgabe Fcs.	cts.	Betrag des Anschlages Fcs.	cts.	Bisherige Ausgabe Fcs.	cts.
Oberrhein	Kreis Altkirch		7842942	82	757057	18	17711934	07	1888065	93
	„ Kolmar		9868991	25	1131008	75				
Unterrhein	Kreis Schlettstadt	1. Teil	5476321	42	523678	58	32362541	85	3154900	62
		2. „	6534800	—	596000	—				
	„ Strafsburg	1. „								
		2. „	20352220	43	2035222	04				
	„ Weifsenburg									
			Summe				50074475	92	5042966	55
			Gesamtsumme				55117472 Fcs. 47 cts.			

Demnach kostet der laufende Meter 295 Franken 13 Cts.

Das ist der Preis für den laufenden Meter Regulierung entlang der französischen Grenze.

Eine so hohe Ziffer könnte vielleicht Erstaunen wecken.

Betrachtet man indessen sowohl die Anzahl, die Art, die Ausdehnung und die Schwierigkeit der Herstellung der auszuführenden Arbeiten, so wird das Erstaunen schwinden.

Es handelt sich darum, Dämme durch einen Strom zu legen, der seine Sohle bis zu unbestimmter Tiefe auswäscht, dessen Gefälle zwischen 0,001 und 0,0005 m wechselt, dessen mittlere Geschwindigkeit 2,50 m übersteigt und dessen Hochwassermenge mehr wie 5000 cbm in der Sekunde beträgt.

Es handelt sich ferner darum, dem Strome künstliche Ufer mittels Steindeckungen zu geben, deren Fufs nicht weniger als 8 m unter dem Mittelwasser liegt.

Es handelt sich schliefslich darum, in einer Länge von 186 km hochwasserfreie ununterbrochene Dämme anzulegen, die das Gelände gegen Überschwemmungen schützen und gleichzeitig als Leinpfad dienen sollen.

Immerhin wird die Ausgabe, so aufserordentlich hoch sie auch ist, vom Staate leicht getragen werden können, denn die Ausführung erfordert ihre Verteilung auf viele Jahre.

Die zu verwendenden Materialien bestehen in Faschinenholz und in rohen Bruchsteinen.

Das Faschinenholz wird in den Waldungen auf beiden Ufern des Rheines gewonnen; doch sind die Erträge dieser wenn auch weitausgedehnten Wälder doch begrenzt.

Was die Bruchsteine anbetrifft, so sind wir beinahe allein auf das Grofsherzogtum Baden angewiesen; fänden sich selbst Steinbrüche auf dem französischen Ufer, so würde die grofse erforderliche Masse doch nicht in kurzer Zeit zu brechen sein.

Die Verhältnisse selbst zwingen zu einer gewissen Langsamkeit der Ausführung.

Die Rechnungen beweisen, dafs ein Zeitraum von ungefähr 30 Jahren zur Beendigung der Arbeiten erforderlich sein wird. Demnach wäre ein jährlicher Kredit von 1800000 Franken zu bewilligen.

Diese Summe wird wirklich verlangt und vorbehalten werden müssen, sie so zu verteilen, dafs man möglichst bald die besten Erfolge erhält.

Ich habe auseinander gesetzt, dafs dieselben besonders auf der Rheinstrecke zwischen Strafsburg und Lauterburg erreicht werden müfsten.

Ich schlage vor, auf dieselbe . . . . 1200000 Fcs. zu verwenden.

Ich habe weiter gezeigt, dafs die baldige Herstellung der kleinen Uferstrecken zwischen Hüningen und Kembs im Oberrhein von Wichtigkeit ist.

Der dafür jährlich zu verwendende Kredit soll . . . . 200000 „ betragen.

Die verbleibende Summe von . . . . 400000 „ soll zwischen Kembs und Strafsburg verbaut werden.

Summa . . 1800000 Fcs.

Diese Verteilung würde in 6 Jahren der Schiffahrt die Vorteile der Regulierung zwischen Strafsburg und Lauterburg gewähren.

Im Verlaufe dieses Berichtes habe ich den ungeheuern Wert nachgewiesen, den Frankreich solchen Erfolgen beizumessen hat.

Ich werde mit einigen Betrachtungen schliefsen, die mir darzulegen scheinen, dafs die der Staatskasse aufzubürdenden Lasten nur scheinbar sind.

Man arbeitet schon lange am Rheine; die Arbeiten haben bisher mehr den Uferschutz, als die Hebung der Schiffahrt bezweckt.

Ohne auf entfernte Zeiten zurückzugreifen, nur um 25 Jahre zurückgehend, können die gemachten Ausgaben auf 8 bis 10 Millionen Franken geschätzt werden.

Diese Summe beträgt ungefähr den fünften Teil des vorliegenden Kostenanschlages.

Sind dafür am Rheine 1/5 der für den Uferschutz und die Schiffahrt erforderlichen Arbeiten vorhanden?

Gewifslich nein.

Da dieser Erfolg nicht erreicht ist, mufs man dafür die Verwaltung beziehungsweise ihre Beamten verantwortlich machen?

Nochmals nein.

Das Übel stammt einzig und allein von der Bescheidenheit der Kredite her, der Notwendigkeit, die Ausgaben den jährlich bewilligten Mitteln unterzuordnen.

Die Rheinbauten sind in seltenem Mafse eigenartig. Sie haben keine Ähnlichkeit mit anderen öffentlichen Arbeiten.

Für diese kann man zur Not die Ziffer der in einem bestimmten Zeitraume zu machenden Ausgaben abschätzen. Man kann die Arbeiten aufschieben, wenn die Bauzeit vorüber ist, wenn die vorhandenen Gelder erschöpft sind. Man hat keine Beschädigungen zu fürchten oder man kann sie vorher sehen und sich gegen ihre Folgen schützen.

Was den Rhein betrifft, so ist es anders. Da die Arbeiten dem Stromangriff beständig ausgesetzt sind und die Sohle, auf der sie ruhen, fortwährend unterwaschen werden kann, so weifs man nicht, wann sie den erforderlichen Grad der Widerstandsfähigkeit oder die zu ihrer Erhaltung notwendige Ausdehnung angenommen haben. Sie gehen zu Grunde, bevor dieses Resultat erreicht ist, wenn unerwartete gewaltsame Ursachen die Zerstörung veranlassen, sodafs keine Mafsregeln zu sofortigem Schutze getroffen sind; die bereits gemachten Ausgaben sind verloren und alles aufs Neue zu beginnen.

Das kommt bei dem gegenwärtigen Zustande der Dinge zu häufig vor. Das Verzeichnis der Verluste, die diesen bedauerlichen Ursachen zugeschrieben werden müssen, die auf die Bevölkerung einen entmutigenden Eindruck machen, würde Betrübnis erwecken und ist es nicht nötig, seine Spalten noch zu vergröfsern.

Die wahre Sparsamkeit gebietet andere Anordnungen. Sie schreibt vor, die begonnenen Arbeiten zu erhalten und fortzusetzen; sie will mit einem Worte den Fortschritt.

Die erste Bedingung des Fortschrittes ist die Annahme eines allgemeinen Bauplanes und die Möglichkeit, ihn nach und nach zur Ausführung zu bringen.

§ 9. Zusammenfassung des Vorhergesagten.

Die Regulierung des Rheines ist zur Sicherung der Landeshoheitsgrenze sowie des Uferschutzes und der Schiffahrt wegen notwendig.

Die Möglichkeit ihrer Ausführung kann nicht bezweifelt werden.

Es müssen Besprechungen zwischen den beiden Uferstaaten stattfinden, um die dem Strome zu gebende Breite und Richtung festzustellen.

Die Kostenersparnis hängt von dem gleichzeitigen Vorgehen der beiden Regierungen in der Ausführung der Arbeiten ab.

Bei mangelndem Einvernehmen liegt es im Interesse Frankreichs, den genehmigten Bauplan auszuführen.

Die Regulierung mufs zunächst einerseits zwischen Strafsburg und Lauterburg, andererseits zwischen Hüningen und Kembs begonnen werden.

Es ist ein jährlicher Kredit von 1 800 000 Fcs. mit dem Anheimstellen erforderlich, ihn unter Vorbehalt späterer Einsparung zu überschreiten, wenn es die Notwendigkeit erfordert, oder die in einem Jahre etwa übrig gebliebenen Mittel auf die nächstjährige Bewilligung übertragen zu können.

Es ist von jetzt ab möglich, den geforderten Kredit zu gewähren und ihn nützlich für die nachbenannten 2 Rheinstrecken zu verwenden, deren Regulierung zwischen Frankreich und dem Grofsherzogtum Baden schon vereinbart worden ist.

Diese 2 Strecken, die zusammen ungefähr eine Länge von 25000 m haben, sind die folgenden:

Die durch die Kehler Schiffbrücke beinahe in 2 gleiche Teile geteilte Uferstrecke im Banne Strafsburg, die bis über die Abzweigung des kleinen Rheines hinüberreicht;

die Uferstrecke von der Grenze des Bannes Beinheim bis zum Einflufs der Murg gegenüber Mothern.

Strafsburg, den 13. April 1840.

Der Oberingenieur der Rheinbauten:
gez.: **Couturat.**

B. Beilage zu dem vorstehenden Berichte.

In dem vorhergehenden Berichte habe ich die Frage der Rheinregulierung im allgemeinen behandelt. Ich gebe in der Beilage einige Erläuterungen und Erklärungen über Einzelheiten.

a. Die Wasserverhältnisse des Rheines und die wahrscheinlichen Erfolge der Regulierung.

Bevor man an den Entwurf der Regulierung eines Flusses herantritt, mufs man zunächst mit seinen Wasserverhältnissen genau bekannt sein.

Bezüglich des Rheines findet man alle wünschbaren Aufschlüsse in dem umfassenden und gediegenen Werke des Herrn Defontaine.*)

Die Beobachtungen, die dieser Inspektor mit so vieler Mühe gesammelt hat und deren Genauigkeit von unseren Ingenieuren anerkannt worden ist, sind der Aufstellung des gegenwärtigen Entwurfes zu Grunde gelegt worden.

Hier und da zu bemerkende Abweichungen rühren teils von der Richtigstellung der Einzelheiten, teils von den durch die Ausführung der Arbeiten bewirkten Veränderungen, teils von natürlichen Ursachen her.

So ist z. B. die gegenwärtige Länge des Stromes im Thalweg von Herrn Defontaine mit

222460 m angegeben, während jetzt nur
214670 „ oder ein Unterschied von
7790 m

gefunden worden ist. Dieser Unterschied ist nicht nur gröfserer Genauigkeit der Messung durch den Druck lithographierter Karten, worauf es möglich war, den Lauf des Rheines genau darzustellen, sondern auch den Erfolgen 10jähriger Arbeiten zuzuschreiben, die nach Beendigung der Untersuchungen des Herrn Defontaine gemacht worden sind.

Zur Zeit dieser Niederschrift hat sich der Rhein bei Selz fühlbar begradigt und die Ausbuchtungen bei diesen Orten verlassen; die oben bezeichnete Gesamtlänge von 214670 m ist dadurch noch kürzer geworden.

Auch das von Herrn Defontaine angegebene mittlere Gefälle des Niederwassers von 0,000641284 würde gegenwärtig 0,000667140 betragen.

Dieser wenn auch nur geringe Erfolg ist immerhin ein Vorteil, der sich mit der Zeit steigern und immer schönere Früchte bringen wird, je gröfser die für die Arbeiten gewährten Kredite sein werden.

Besonders im Oberrhein gingen die Verbesserungen schnell und fühlbar vor sich. Die Ursache ist leicht zu begreifen, wenn man bedenkt, dafs die für diesen Bezirk bewilligten Mittel bis 1832 nicht 90000 Fcs. überstiegen, dafs sie oft bis auf 60000 Fcs. herabsanken, während sie seit 8 Jahren im Mittel 150000 Fcs. betragen haben.

Wenn es möglich wäre, die Regulierung des Stromes sofort vorzunehmen, wenn sie z. B. in dem Zeitraume von 2 Jahren in vollständigem Einverständnis der beiden Uferstaaten über die gleichzeitig zu machenden Arbeiten auszuführen wäre, so würde sich die Gesamtausgabe ganz bedeutend vermindern, leider wird es so nicht gehen, da die beiden Grenzstaaten in so kurzer Zeit die Mittel nicht aufbringen und die jährlichen Erträge der Wälder, sowie die Ausbeute der Steinbrüche nicht verwandt werden können. Die Notwendigkeit ist deshalb nicht zu umgehen, jährlich und während eines längeren Zeitraumes mehr zu verausgaben.

*) Ann. des ponts et chaussées 1833.

Immerhin kann man überzeugt sein, dafs die Verminderung der Geldopfer um so sicherer eintreten wird, je höher die in einem Jahre möglichen Ausgaben steigen.

Es giebt eine Menge zerstörter Bauten, oder solche, deren Herstellungskosten zehnfach gestiegen sind, weil man die Gelegenheit vorbeigehen liefs, sie im gehörigen Augenblicke zu verstärken.

Es giebt keinen peinlicheren Anblick als den solcher zu Grunde gehender Anlagen, die nicht durch die Unmöglichkeit der Ausführung, sondern durch den Mangel an Mitteln verkommen.

Es giebt keine schlechtere Ersparnis.

Ich komme jedoch auf den Gegenstand meiner Betrachtungen zurück und fahre mit der Angabe der von Herrn Defontaine ermittelten Gefälle weiter fort. Sie betragen:

bei Niederwasser	0,000641284
„ Mittelwasser	0,000647015
„ Hochwasser	0,000639351

Zieht man die in den letzten Zeiten vorgekommenen Veränderungen in Rechnung, so findet man die folgenden mittleren Gefälle, die nach den von den Ingenieuren ausgeführten Nivellements berechnet sind.

Mittlere Gefälle bei

Niederwasser	0,000667140
Mittelwasser	0,000666665
Hochwasser	0,000673313

Diese Angaben entbehren nicht des Interesses; man würde sich jedoch schwer täuschen, wenn man daraus schliefsen wollte, dafs der Strom von seinem Erscheinen bis zum Austritt an der französischen Grenze ein beinahe gleichmäfsig abnehmendes Gefälle hätte.

Weit entfernt davon; es giebt aufserordentlich bemerkenswerte Widersprüche, die selbst von einem Jahre zum andern sehr verschieden und durch den unaufhörlichen Wechsel des Thalweges, sowie mehr oder minder durch die Vertiefung des Bettes hervorgerufen worden sind.

So beträgt heute der Unterschied zwischen dem kleinsten Nieder- und dem höchsten Hochwasser bei Neubreisach, der nach Herrn Defontaine 6,07 m betrug, nur noch 4,50 m. Und wirklich, als im September 1831 das Hochwasser bei Strafsburg auf 3,46 m, also nur 0,57 m unter der bekannten gröfsten Höhe stand, erreichte es bei Neubreisach nur den Pegelstand von 4 m.

Der Wasserabflufs bei Strafsburg verdient nicht geringere Aufmerksamkeit.

Es ist staunenswert, dafs die Hochwasser bei diesem Orte niemals 4,03 m über Niederwasser gestiegen sind, während sie oberhalb 6 m und unterhalb 5 m höher standen.

Dürfte die Ursache dieser Erscheinung nicht in der durch die Regulierung bewirkten Beschränkung der Profilbreite und der dadurch erfolgten Vertiefung des Flufsbettes zu suchen sein?

Die Antwort auf diese Frage mufs nach meiner Meinung bejahend ausfallen.

Obwohl die Verbesserung der Wasserverhältnisse des Stromes noch sehr gering im Vergleich zu denen sind, die eines Tages erreicht werden müssen, so ist doch der bessernde Einflufs nicht zu verkennen.

Die Anschwellung des Stromes vom November 1824 ist eine der stärksten, die die bisherigen Beobachtungen ergeben haben. Damals hat das Hochwasser den Pegelstand von 4,03 m über Niederwasser bei Strafsburg erreicht.

Die bedeutendsten Arbeiten der Regulierung waren ausgeführt.

Nun ist zu jener Zeit das Wasser bei Basel auf 5,40 m gestiegen, während es früher bis zu 6,41 m in die Höhe gegangen war.

Vergleicht man die beiden Anschwellungen von 1824 und 1831 bei Basel und bei Strafsburg, so sieht man, dafs der Unterschied der Pegelstände in Basel 0,25 m, in Strafsburg aber 0,57 m betrug.

Beachtet man, dafs die bayerischen Regulierungsarbeiten besonders nach 1824 ausgeführt wurden, so findet man einen noch viel fühlbareren Unterschied am unteren Ende der französischen Grenze zwischen den Wasserständen dieses Jahres und des Jahres 1831.

Das Hochwasser von 1824 stieg bei Lauterburg auf die höchste bekannte Cote von 5,32 m, während es 1831 nur 4,48 m erreicht hatte.

Dieses Resultat ist der greifbare Erfolg der Regulierung.

Bei Strafsburg ist es ebenso, wenn auch bisher nur in geringerem Mafse; doch haben die auf beiden Ufern errichteten Bauten die Wahrscheinlichkeit gefährlicher Störungen vermindert; der Thalweg wechselt weniger, er ist tiefer und der Wasserabflufs schneller geworden.

Wird der Rhein einmal von Hüningen ab reguliert sein, so darf mit Wahrscheinlichkeit angenommen werden, dafs der Hochwasserspiegel bei Basel infolge des unterhalb geschaffenen leichteren Abflusses sinkt.

Die Bestimmung der Höhe der Senkung bleibt notwendigerweise hypothetisch.

Zwei Erfolge sind nach dem Einflusse des Wasserspiegels und als Ergebnis der Regulierung zu betrachten; der eine ist absolut, der andere relativ.

Wird eine allgemeine Senkung des Wasserspiegels des Stromes sicher eintreten oder wird dieselbe nur für einen gewissen Wasserstand erfolgen, so z. B. dafs sie bei Niederwasser erschiene, während die Regulierung im Gegenteil bei Hochwasser höhere Pegelstände verursachen oder ohne Einflufs auf dieselben bleiben würde?

Ich will diese Fragen besprechen.

Es mufs sicher eine Senkung zur Zeit der Niederwasser und Mittelwasser erfolgen. Wird das Gefälle vermehrt, die Breite vermindert und der Strom zwischen unangreifbaren Ufern eingeschlossen, die Möglichkeit der Verlegung des Thalweges bedeutend verringert, so führen diese Ursachen unzweifelhaft ein solches Ergebnis herbei.

Gewifs, die nagende Thätigkeit des Stromes wird dann nur noch gegen die Sohle gerichtet sein und die allmähliche, langsame Fortbewegung der Kiesel notwendigerweise eine Vertiefung bewirken, die für das Nieder- und Mittelwasser günstigen Erfolg verspricht, denn das Querprofil ist für diese immer noch breiter als erforderlich.

Die nagende Wirkung des Wassers mufs zuerst auf der Schwelle, die zwei Gefällstufen*) trennt, zu spüren sein. Ein Teil der abgeschwemmten Stoffe wird in der folgenden Bucht da liegen bleiben, wo die Tiefe des Stromes für seine Wasserbewegung zu grofs ist, ein anderer Teil auf das der konkaven Seite des Rheines entgegengesetzte Ufer getrieben und vom Strome selbst nach und nach ein mit seiner Abflufsmenge im Verhältnisse stehendes Querprofil geschaffen werden.

Dieser Zustand dürfte jedoch nicht andauern, denn wenn auch die künstlichen Ufer unzerstörbar befestigt sind, so werden gerade, weil das Stromprofil gröfser als erforderlich ist, sich unter Wasser Kiesbänke darin festlegen, gegen welche sich dann die Arbeit des Stromes richtet.

Der Thalweg wird deshalb unaufhörlich von ihm verlegt werden, doch werden diese Verlegungen weniger häufig sein, weniger ungestüm vor sich gehen, das Geschiebe wird von oben nach unten getrieben und ohne Ersatz bleiben, weil die befestigten Ufer nicht mehr abgespült werden können, die Sohle des Flusses mufs sich unfehlbar in der ganzen Länge seines Laufes vertiefen und infolge dessen der absolute Wasserspiegel des Nieder- und Mittelwassers sich senken.

Es ist leider unmöglich, diese Senkung durch Rechnung genau festzustellen. Sie beträgt infolge der bayerischen Regulierungsarbeiten bei Lauterburg 0,90 m. Doch würde es irrig sein, diese Ziffer der Senkung zu Grunde zu legen, die entlang der französischen Grenze sich vollziehen wird, da bei uns die Verminderung der Länge des Flufslaufes bei weitem kleiner sein dürfte als diejenige ist, welche die zwischen Bayern und dem Grofsherzogtum Baden hergestellten Durchstiche hervorgebracht haben.

In solchen Fällen sind Hypothesen zulässig.

So unterstellt Herr Ingenieur Michel für die ganze Länge des Oberrheines eine nach und nach eintretende Senkung von 0,30 m. Herr Ingenieur Legrom nimmt für die ihm unterstellte Strecke Rheinau-Strafsburg eine gleichmäfsige Senkung von 0,20 m an. Herr Ingenieur Coumes, der die Strecke Strafsburg-Lauterburg verwaltet, sieht eine allmähliche Senkung von 0,70 m für die ganze Länge seines Bezirkes voraus.

Die Zeit allein wird diese Hypothesen bestätigen oder widerlegen; die Grundlage aber, auf der sie beruhen, bleibt unbestritten.

Was die Hochwasser betrifft, so würde ihre Senkung noch sicherer sein, wenn man ihr, wie es heute noch geschieht, erlaubte, die Niederung zu überschwemmen.

Die Aufgabe der Regulierung würde nur eine unvollständige Besprechung erfahren haben, wenn man den Zeitpunkt nicht voraussähe, in dem der Strom zwischen hochwasserfreien Dämmen eingeschlossen werden mufs.

Zweifellos liegt er noch fern; denn bevor man dahin gelangt, müssen alle vom Strome abgeschnittenen Nebenarme und Untiefen verlandet und erhöht werden, um sie für die Landwirtschaft ertragfähig zu machen.

Trotzdem mufs die Frage hier besprochen werden, da einige Orte vorhanden sind, an denen die hochwasserfreien Dämme schon jetzt angelegt werden könnten.

---

*) Unter „Gefällstufen“ wird hier die Strecke zwischen 2 Schwellen, ähnlich dem Begriff der Haltung zwischen 2 Schleusen, verstanden; Couturat gebraucht den Ausdruck „*anse*“ = „Bucht“, was nicht ganz zutrifft, da hier die Vertiefung in vertikalem Sinne gemeint ist.

Bei dieser Gelegenheit ist zu bedauern, dafs die Mittel, über welche der Ingenieur zur Feststellung des ersten in Erwägung zu ziehenden Elementes, der abfliefsenden Wassermenge, verfügt, nicht genau und sicher genug sind.

Man erhält diese Wassermenge als das Produkt der Geschwindigkeit und der Querprofilfläche; aber abgesehen von der Schwierigkeit der Bestimmung dieser beiden Faktoren ist der Hinweis von Wichtigkeit, dafs man gezwungen ist, für den ersteren von beiden, die Geschwindigkeit, die Ergebnisse anzunehmen, die man bei dem Laufe eines Schwimmers durch den schmalen Streifen des Thalweges erhält. Es giebt aber solche Unterschiede der Geschwindigkeit auf der Oberfläche desselben Querprofils, dafs das Ergebnis der Beobachtung fern davon ist, die mittlere Geschwindigkeit nachzuweisen. Die so erreichte Wassermenge ist daher bedeutender, als sie sein dürfte und die Thatsachen scheinen es zu beweisen.

Nimmt man eine Abflufsmenge von 4624 cbm bei Basel und 5019 cbm bei Lauterburg an, so ergiebt die Rechnung nach dem Werke des Herrn Defontaine für die Hochwasser eine Profilbreite von

300—350 zwischen Basel und Rheinau	Unterschied zwischen Nieder- und Hochwasser	6,72 bis 6,75 m,
350—450 zwischen Rheinau und Strafsburg	desgl.	6,75 bis 6,33 m,
450 zwischen Strafsburg und Lauterburg	desgl.	6,33 bis 7,69 m.

Ich habe weiter oben nachgewiesen, dafs die Hochwasser bei Neubreisach zur Zeit nicht mehr als 4,50 m über Niederwasser hinausgingen und dennoch hat das Querprofil zwischen den hochwasserfreien Dämmen, natürlichen oder künstlichen, nicht mehr als 400 m Breite und von diesen 400 m sind 150 m nur bei Wasserständen von 1,50 m über Mittelwasser überschwemmt.

Ebenso erreicht das gröfste Hochwasser bei Strafsburg an der Rheinbrücke 4,03 m und demnach ist das Bett bei 250 m Breite für eine viel höhere Durchflufsmenge reguliert, als sie Mittelwasser bringt.

Andererseits giebt Herr Ingenieur Coumes in seiner Denkschrift an, dafs bei den in Drusenheim und Lauterburg gemachten Beobachtungen an Stellen, wo die Breite des Hochwasserbettes beinahe gleiche Abmessungen wie die im Entwurfe angegebenen hatte, der Unterschied zwischen Nieder- und Hochwasser 5,28 m betrug.

Ich habe schliefslich verschiedene Querprofile und Uferhöhen des regulierten Rheines in Bayern und Baden untersuchen lassen und dabei festgestellt was folgt:

Ort der Beobachtung	Breite des Querprofiles	Höhe der Ufer über dem kleinsten Niederwasser	
		Rechtes Ufer	Linkes Ufer
Zollhaus bei Neuburg	230 m	4,45 m	5,35 m
Durchstich von Neuburg	257 „	4,16 „	4,66 „
Durchstich von Daxlanden	250 „	4,41 „	4,60 „

Das Gelände hinter den Ufern ist ganz flach und beinahe frei von Überschwemmungen.

Diese verschiedenen Ergebnisse scheinen einen gewissen Widerspruch zwischen den Resultaten der Erfahrung und der Theorie zu ergeben.

Verfolgt man die wissenschaftlichen Untersuchungen und wendet sie auf den Rheinlauf zwischen Strafsburg und Lauterburg an, dem die Aufmerksamkeit der Ingenieure besonders zu Teil wird, weil er zuerst reguliert werden soll, so findet man für den projektierten Querschnitt von 250 m Breite, der 1 m unter Mittelwasser liegt und 4 m hinter der Uferkante liegende hochwasserfreie Dämme hat, einen Unterschied von 5,79 m zwischen dem Nieder- und Hochwasser.

Bei dem gegenwärtigen Zustand des Rheines beträgt die Länge seines Laufes zwischen dem Kopfe der Sporeninsel und der bayerischen Grenze 75 550 m, das mittlere Gefälle 0,00046.

Der Entwurf der Regulierung verkürzt den Lauf auf 62 655,50 m.

Das mittlere Gefälle wird danach auf 0,00055 erhöht.

Dieses Gefälle ist ein Minimum, denn man mufs von der Senkung absehen, die die Regulierung hervorbringen wird.

Geht man von diesen Zahlen aus und nimmt für die Mittelwassermenge von 1092,26 cbm einen benetzten Umfang von 222,50 m an, so wird man mit dem Ingenieur Coumes eine mittlere Geschwindigkeit von 1,93 m finden.

Die Abflufsmenge von 1092,26 m durch die Geschwindigkeit teilend, erhielt er eine benetzte Querschnittsfläche von 565,94 m.

Nimmt man weiter

die Hochwassermenge zu	5010 cbm
das Gefälle zu	0,00055
den benetzten Umfang mit	280 m

an und führt diese Werte in die Formel

$$\frac{w}{x} = a\,v + b\,v^2$$

ein, in welcher w die Querschnittsfläche $= \frac{Q}{v} \frac{\text{Abflufsmenge}}{\text{mittlere Geschwindigkeit}}$, x den benetzten Umfang und a und b zwei konstante Werte bedeuten, so hat man

$$0{,}009841 = v\,(a\,v + b\,v^2),$$

woraus sich nach den Tabellen ergiebt:

Mittlere Geschwindigkeit $= v = 2{,}98$ m oder $v = \frac{Q}{w}$ und $w = \frac{Q}{v} \frac{5010}{2{,}98} = 1681{,}21$ qm als Querschnittsfläche des Hochwasserprofiles und als solche des Mittelwasserprofiles 565,94 qm.

Der Unterschied beträgt daher 1115,27 qm.

Diese Fläche besitzt die Form eines Trapezes von 260 m Grundfläche und 4,29 m Höhe. Der Unterschied bei Mittel- und Niederwasser erreicht 1,50 m. Folglich mufs er bei Nieder- und Hochwasser 5,79 m betragen.

Dieser Unterschied ist noch gröfser als der durch die Erfahrung ermittelte, aber er nähert sich ihm mindestens und kann daher mit Recht als ein Maximum betrachtet werden.

Wenn daher der Wasserspiegel bei Strafsburg nur um 4,03 m wechselt, so ist klar, dafs die zulässigen Grenzen eingehalten werden, wenn man zwischen der Sporeninsel und Lauterburg eine Höhe von 5 m annimmt, die aller Voraussicht nach nicht überschritten werden wird. Begründeterweise kann man ferner annehmen, dafs nach der Regulierung oberhalb Strafsburgs der Unterschied des Hoch- und Niederwassers zwischen 4,50 m und 5 m bleibt.

Legt man daher die Krone der Dämme 5,50 m über das kleinste Niederwasser des regulierten Rheines, so ist die Voraussicht begründet, dafs diese Dämme nicht überschwemmt werden.

Auf dieser Basis ist der Entwurf ausgearbeitet worden.

So hat man ein Querprofil von 250 m Breite, 1 m über dem Mittelwasser gemessen und 4 m hinter der Vorderkante der künstlichen Ufer eine Einfassung mittels hochwasserfreier Dämme angenommen.

Wenn daher, wie zweifellos, der Niederwasserspiegel zurückgegangen ist und der Unterschied zwischen Hoch- und Niederwasser 4,50 m bis 5 m nicht überschreitet, so wird auch eine entschiedene Senkung des Hochwasserspiegels im gröfsten Teile des regulierten Rheinlaufes selbst dann eintreten, wenn der Querschnitt auf die im Projekt vorgesehenen Mafse vermindert worden ist.

Übrigens soll, ich wiederhole es, die Herstellung der hochwasserfreien Dämme das letzte für die Rheinregulierung auszuführende Werk sein, dessen Inangriffnahme erst in einer noch fern abliegenden Zeit stattfinden wird; bis dahin sind genügende Beobachtungen, Untersuchungen und praktische Erfahrungen gemacht worden, um diese Frage aufklären und reifen zu lassen.

Bis dorthin wird die Regulierung allein durch die Herstellung künstlicher Ufer des Mittelwasserbettes in der vorgeschriebenen Richtung und einer Querschnittsbreite von 250 m allen Bedürfnissen in hohem Mafse Rechnung tragen, die Schiffahrt die von ihr erhoffte Verbesserung erhalten und das Eigentum vollständig geschützt werden.

b. Die Richtung des regulierten Rheines.

Wie ich schon auseinandergesetzt habe, ist die Aufgabe betreffs der dem Rheinlaufe anzuweisenden Richtung nur einer unbestimmten Lösung fähig.

Man hat im allgemeinen eine Aneinanderreihung grofser Kurven mit grofsen Halbmessern der geraden Richtung vorgezogen und sich in der Mehrzahl der Fälle die Bedingung auferlegt, soviel wie möglich den gegenwärtigen Zustand, besonders aber die ausgeführten oder in der Ausführung begriffenen Arbeiten zu schonen.

Da die Strecke Strafsburg-Lauterburg notwendigerweise die ersten Kosten verursachen wird, so werde ich diesem Teil eine nähere, obwohl nur flüchtige Betrachtung widmen, damit ich, die Aufmerksamkeit auf einige besondere Anordnungen hinlenkend, geeignete Fingerzeige für die Vorschläge erhalte, die ich schliefslich aufstellen und zur Geltung zu bringen suchen werde.

Von der Sporeninsel ausgehend und von da 18000 m lang parallel mit einem auf den Meridian von Paris gelegten Perpendikel laufend, bis zur anderen Parallele 10000 m, ist die Richtung durch Verhandlungen, die 1821 in Paris zwischen Frankreich und dem Grofsherzogtum Baden stattfanden, gegeben. Sie ist von der grofsen Rheinbrücke an zum gröfsten Teile schon festgelegt und keiner Änderung mehr fähig.

Von dem 10000 m entfernten Perpendikel ausgehend bis zum Grenzsteine No. 89, zwischen einer Parallelen von 2000 m und einem Perpendikel auf den Meridian gelegen, sind zwei Richtungen vorgeschlagen, die No. 2 und 2bis tragen.

Man kann eine 3. entwerfen; diese durchschneidet die Honauerköpfel genannte Insel.

Die Richtung 2bis ist von der Verwaltung genehmigt worden, sie hat einen weniger regelmäfsigen Lauf als die mit No. 2 bezeichnete; aber sie bietet den Vorteil, dafs, wenn sie eingehalten würde, alle Arbeiten dauernd bestehen bleiben könnten, die notwendigerweise ausgeführt werden müssen, um der Zerstörung der Dämme Einhalt zu bieten; sie gewährt noch den anderen Vorteil, dafs in den Keblen, und besonders in der von Gambsheim, schon ausgeführte Bauten vorhanden sind.

Da indessen die früheren Ausgaben im Vergleich zu denen, die die Regulierung erfordert, gering waren, so hat diese letztere Erwägung keinen bedeutenden Wert.

Am wichtigsten ist das Einvernehmen mit der badischen Regierung; sodann die Bereitstellung der nötigen Mittel, um die gemeinschaftlich festgelegten Linien auch sicher auszubauen.

Die vorhergehenden Bemerkungen beziehen sich noch auf die zwei Richtlinien No. 3 und 3bis, die oberhalb Drusenheim endigen.

Man kann für sie auch eine Variante entwerfen.

Die Richtung No. 3 würde vor der mit No. 3bis bezeichneten den Vorzug haben, den Rhein von den Dämmen von Offendorf zu entfernen und diesem Orte ein grofses Gelände zuzuteilen, welches nach der Linie No. 3bis unter badischer Hoheit bliebe.

Das Interesse, welches die Gemeinde einem solchen Ergebnisse beilegt, scheint derart, dafs sie wahrscheinlich ohne Entgelt auf die für die Durchstiche erforderlichen Flächen verzichtet.

Die Richtung No. 4 scheint keiner Veränderung fähig.

Was die Richtung No. 5 betrifft, so ist ihr sicher die von No. 5bis vorzuziehen; die Frage ist nur, ob die badische Regierung einer Anordnung zustimmen wird, die den Strom durch das Festland leitet.

Die Richtung No. 6 ist 1822 vereinbart worden; sie unterliegt keiner Bemerkung.

Diejenige von No. 7bis ist als Fortsetzung der vorhergehenden ebenfalls 1822 gemeinschaftlich festgesetzt worden; allein da Frankreich gezwungen war, sein Gelände bei Lauterburg zu schützen und eine grofsartige Bucht meistenteils schon fertig gestellt ist, so empfiehlt sich ihre Erhaltung wie die Annahme der Variante No. 7. Es liegt kein Grund zu der Annahme vor, dafs die badische Regierung dieser Anordnung Schwierigkeiten bereitet, die keinerlei Einflufs auf die bayerische Regulierung übt und keinen anderen Zweck verfolgt, als einige weniger bedeutende Arbeiten überflüssig zu machen, die bei Beginn der Regulierung ausgeführt wurden.

Strafsburg, den 13. April 1840.

Der Oberingenieur: gez. **Couturat.**

Druckfehlerberichtigungen.

S. 1, 2, 3 und 28 ist statt Conturat der Name Couturat zu lesen.

S. 5 u. 13 ist in Fufsnote 1 und 9: Ann. des ponts et chaussées 1833 (nicht 1838) zu lesen.



Druck von Rud. Bechtold & Comp., Wiesbaden.

Gewölbte Brücken.

Von

Karl von Leibbrand,
Präsident der K. Württ. Ministerial-Abteilung für den Strafsen- und Wasserbau.

Mit 18 Textfiguren und 3 Zeichnungstafeln.

Leipzig.
Verlag von Wilhelm Engelmann.
1897.

Vorwort.

Das vorliegende Heft soll einen Überblick geben über die Fortschritte, welche in der Kunst des Baues gewölbter Brücken während der beiden letzten Jahrzehnte zu verzeichnen sind. Eine Zeit lang schien es, als sollten die gewölbten Brücken durch die Eisenbrückenbauten ganz in den Hintergrund gedrängt werden; aber zur rechten Zeit erkannte man wieder die grofsen Vorzüge der massiven Brücken sowohl hinsichtlich der ästhetischen Ausbildung, wie der Dauerhaftigkeit und leichten Unterhaltung. So sind denn in den letzten zwanzig Jahren auf diesem Gebiete, welches der Ingenieurkunst schon seit Jahrtausenden angehört, aufserordentliche Fortschritte gemacht, welche denjenigen im Eisenbrückenbau getrost an die Seite gestellt werden können. Hauptsächlich wurden dieselben dadurch erreicht, dafs ausgezeichnete Ingenieure es verstanden haben, bei den neueren Bauten die Voraussetzungen der Berechnung nahezu vollständig zu erfüllen; ferner durch Vervollkommnung der Vorrichtungen zur Prüfung der zu verwendenden Baustoffe und durch Vornahme von Versuchen in grofsem Mafsstabe, endlich durch Verbesserung des Mörtelmaterials, insbesondere der Cemente. Es ergaben sich hierdurch feste Grundlagen für die Berechnung, und während früher die unbefriedigende Gewölbtheorie und die mangelhafte Kenntnis des Verhaltens der Baustoffe zu sehr grofsen Gewölbstärken und damit zu sehr schweren Brücken geführt hatte, konnte man nunmehr mit geringeren Gewölbstärken verhältnismäfsig leicht konstruieren und zu immer kühneren Bauten übergehen. An der Spitze dieser Bewegung schreitet Württemberg, welches Land eine gröfsere Zahl solcher, nach den neuesten Grundsätzen konstruierter, wohlgelungener und kühner Bauwerke aus neuester Zeit zu verzeichnen hat.

Die Herausgeber sind deshalb dem Verfasser des vorliegenden Heftes sehr dankbar, dafs er sich der Mühe der Bearbeitung unterzogen hat, da ihm das Hauptverdienst für die angedeuteten Fortschritte im Bau der gewölbten Brücken zugeschrieben werden mufs und er mit klarem Einblick in die theoretischen Verhältnisse eine überaus grofse und seltene Erfahrung verbindet.

Darmstadt, im Mai 1897.

Th. Landsberg.

Inhalt.

I. Allgemeines.

Der Bau von Steinbrücken hat im letzten Jahrzehnt bedeutsame Fortschritte gemacht in der richtigen Erkenntnis der Überlegenheit, welche guten Steinkonstruktionen gegenüber den vergänglicheren Bauwesen in Eisen zukommen; ist es doch unzweifelhaft, dafs hinsichtlich der Steigerung der Verkehrslasten, des Unterhaltungsaufwandes und der Dauer eine zweckmäfsig angelegte und insbesondere sicher gegründete Steinbrücke einer Eisenbrücke vorzuziehen ist; dagegen steht den letzteren der Vorzug der gröfseren Sicherheit der rechnungsmäfsigen Festsetzung der den Konstruktionen zu gebenden Abmessungen, der verhältnismäfsig kürzeren Bauzeit, der erheblicheren Sicherheit der Ausführungsarbeiten überhaupt und endlich nicht selten der kleineren Kostenaufwendung für den Bau selbst zur Seite.

In unserer auf rascheste und häufig auch augenblicklich billigste Lösung technischer Fragen drängenden Zeit hat deshalb auch der Steinbau, verglichen mit dem Eisenbau, keinen leichten Stand; wo Zeitgewinn allem anderen vorangeht, wird er sich nur unter besonders günstigen Umständen Geltung zu verschaffen vermögen; wo dies jedoch nicht zutrifft, wo insbesondere die Gründungsverhältnisse und die Gröfsen der verlangten Spannweiten keine unüberwindlichen Schwierigkeiten entgegenstellen, da vermag heute der Steinbau unter Ausnutzung der grofsen Vervollkommnungen, die in theoretischer und praktischer Beziehung im Bau von Bogenbrücken durch die ernste Arbeit französischer, deutscher und österreichischer Ingenieure gemacht worden sind, selbst bei grofsen Bauaufgaben in erfolgreichen Wettbewerb mit Eisenkonstruktionen zu treten.

Weitgehende Ausnutzung der Tragfähigkeit der Baumaterialien, zweckmäfsige, den theoretischen Grundlagen der Konstruktion möglichst gerecht werdende Gestaltung und Ausführung der letzteren sind die Wege gewesen, auf welchen vorwärts gegangen wurde.

Dabei fiel den Material-Prüfungsanstalten oder besser „Ingenieur-Laboratorien“ die wichtige Aufgabe zu, durch Vornahme von Versuchen unter Verhältnissen, wie sie der praktischen Anwendung entsprechen, über die mechanischen und physikalischen Eigenschaften der zur Verwendung kommenden Baustoffe sicheren zahlenmäfsigen Aufschlufs zu geben.

Die Fabrikation der Mörtelmaterialien, insbesondere der Cemente, hat derartige Fortschritte gemacht, dafs sie dem jeweiligen Zweck genau angepafst und mit voller Sicherheit auf Erreichung desselben verwendet werden können.

Die Theorie der Steinbrücken hat an Klarheit und Bestimmtheit dadurch wesentlich gewonnen, dafs die Annahme mehr und mehr Eingang fand, wonach die Gewölbe als elastische Körper zu berechnen sind, welche entweder an ihren Stützen als eingespannt

oder auf Gelenken aufliegend zu betrachten sind. Im ersteren Falle mufste es als Aufgabe der Ausführung der Brückengewölbe erscheinen, dieselben unter thunlichster Verminderung der beim Ausschalen der Gewölbe zu erwartenden Senkungen der Bögen herzustellen; dies geschah bald durch gleichzeitiges Schliefsen aller zuvor offen gebliebenen Fugen der Gewölbsteine, bald durch Aussparung von radialen Schlitzen im Gewölbe und gleichzeitiges Schliefsen derselben. In letzterem Falle dagegen wurden in den Kämpfern oder in diesen und in dem Scheitel des Gewölbes Gelenke oder wenigstens gelenkartige Einlagen angebracht, und bei der Ausführung des Gewölbes im übrigen wie im ersteren Falle verfahren; in der Einführung der Gelenke in die Steinkonstruktion lag nicht zum geringsten Teile der Ausgangspunkt zu immer mächtigerer Entwickelung der Steinbögen überhaupt.

An die Stelle der natürlichen, in Mörtel zu versetzenden Steine trat unter geeigneten Verhältnissen mit Erfolg der Beton; zur Verstärkung desselben, insbesondere der kleinen Zugfestigkeit desselben, wurden Eiseneinlagen in mancherlei Gestalt verwendet und hierdurch die Ausführung von ungemein leichten und kühnen Gewölbbogen ermöglicht.

1. Untersuchung der Baumaterialien für Brückengewölbe.

In dem mechanisch-technischen Laboratorium der Technischen Hochschule in München hat Bauschinger mit zahlreichen Probekörpern, welche vornehmlich natürlichen Bausteinen Bayerns entnommen wurden, Versuche über Biegungs-, Zug- und Druck-Elasticität und Festigkeit angestellt und die Ergebnisse der Versuche in den Mitteilungen des Laboratoriums 1884 niedergelegt; in der Folge der Mitteilungen von 1889 wurden die Versuche auch auf künstliche Steine, Mörtel, Beton und Mauerwerkskörper ausgedehnt; Untersuchungen über die Frostbeständigkeit natürlicher und künstlicher Steine, sowie von Mauerwerkskörpern und die für die Herstellung der meist aus Holz gebauten Lehrgerüste gewölbter Brücken wichtigen Untersuchungen über Elasticität und Festigkeit verschiedener Nadelhölzer wurden in den Mitteilungen von 1887 niedergelegt.

Auch Dr. Böhme-Berlin hat eine grofse Zahl von Untersuchungen über Festigkeit natürlicher Gesteine, Mörtel und Kunststeine ausgeführt und in den Mitteilungen der Königl. technischen Versuchsanstalten zu Berlin von 1885 und 1892 veröffentlicht.

Es würde zu weit führen, wollte auch nur das Wesentlichste aus den angeführten Versuchen hier mitgeteilt werden, es soll jedoch darauf aufmerksam gemacht werden, dafs die meist an kleinen Versuchskörpern gefundenen Zahlen über Festigkeit zwar zur Vergleichung des relativen Wertes konkurrierender Baumaterialien unmittelbar verwendet werden können, dafs jedoch, wie Föppl-München in den Mitteilungen aus dem mechanisch-technischen Laboratorium der Königl. Technischen Hochschule in München 1896 nachgewiesen hat, die durch unmittelbare Zugversuche an natürlichen und künstlichen Steinen erhaltenen Zahlen über Zugfestigkeit meist ganz erheblich gegen diejenigen zurückstehen, welche durch Biegungsversuche erhalten werden; dies kommt daher, dafs bei den Zugversuchen mit Steinproben auf eine gleichförmige Verteilung der Spannungen im ganzen Bruchquerschnitt nicht gerechnet werden kann; im gebogenen Steinbalken treten, wie Föppl experimentell nachwies, weit höhere Zugspannungen auf, als bei direkten Zugversuchen mit demselben Material erreicht werden.

Bei Beanspruchung des natürlichen und künstlichen Steinmaterials auf Druck ist das Verhältnis der Höhe zur geprefsten Fläche von wesentlichem Einflufs auf die Festig-

keitszahlen; ein an graublauem Schweizer Sandstein von **Bauschinger** in der Material-Prüfungsanstalt der Technischen Hochschule in München vorgenommener Versuch hat beispielsweise nachstehendes Ergebnis geliefert[1]):

Druckrichtung senkrecht zum Lager.

No.	Seite a cm	Seite b cm	Höhe h cm	Querschnitt ab qcm	Bruch-festigkeit k kg
1	9,95	9,85	9,6	98,01	680
2	10,0	9,85	9,7	98,50	685
3	6,0	5,85	5,7	35,10	670
4	5,2	5,2	5,05	27,04	690
5	4,8	4,7	1,1	22,56	1950
6	5,0	4,6	1,1	23,00	1910
7	4,4	9,7	1,1	42,68	2140

Würfel von verschiedener Gröfse, jedoch aus gleichem Material hergestellt, haben nach den Versuchen No. 1 bis 4 dieselbe Bruchfestigkeit gezeigt; die plattenförmigen Körper No. 5 und 6 der Versuchsreihe dagegen zeigen, dafs die Druckfestigkeit unter sonst gleichen Verhältnissen mit abnehmender Höhe wächst; dasselbe ist nach Versuch No. 7 der Fall, wenn bei gleichbleibender Höhe die Grundfläche zunimmt.

Die Beziehungen zwischen der Druckfestigkeit und der Form des Versuchskörpers werden von **Bauschinger** für den untersuchten Stein in die Formel gebracht

$$k = \left(\alpha + \beta \frac{\sqrt{f}}{h}\right) \sqrt{\frac{\sqrt{f}}{\frac{u}{4}}},$$

worin f den Querschnitt des Prismas in qcm,
u den Umfang dieses Querschnittes in cm,
h die Höhe des Prismas in cm,
k die Bruchbelastung für das qcm des Querschnittes in kg,
α und β Konstante, welche von der Art des Materials abhängen,

bedeuten; die Formel behält nur Giltigkeit, wenn $h < 5a$ und $a = \sqrt{f}$ ist; im vorliegenden Falle wurde $\alpha = 310$ und $\beta = 346$ gefunden.

Für dasselbe Gestein ergab sich bei der

Druckrichtung parallel zum Lager

No.	Seite a cm	Seite b cm	Höhe h cm	Querschnitt ab qcm	Bruch-festigkeit k kg
1	10,0	9,9	29,5	99	444
2	10,0	9,8	9,7	98	602
3	6,6	6,5	4,75	42,9	676
4	4,8	4,6	1,4	22,08	1540
5	4,7	10,0	1,4	47,00	1850

und die Beziehung zwischen der Bruchfestigkeit und den Abmessungen

$$k = \left(262 + 320 \frac{\sqrt{f}}{h}\right) \sqrt{\frac{\sqrt{f}}{\frac{u}{4}}}.$$

[1]) Tabelle III, S. 10 der Mitteilungen des mechanisch-technischen Laboratoriums der Technischen Hochschule in München, 6. Heft, 1876.

Die bei den Druckversuchen senkrecht zum Lager gemachten Beobachtungen treffen auch hier zu.

Die Form des Querschnittes der Steine ist nur von unerheblichem Einflufs auf die Bruchfestigkeit derselben. Wichtiger und unmittelbarer verwendbar als die Druckversuche mit einzelnen Steinen ist die Untersuchung der Mauerwerkskörper; dieselbe ist jedoch deshalb schwierig, weil die Leistungsfähigkeit und Stärke der zur Verfügung stehenden Prüfungsmaschinen meist nicht zureicht, um Mauerwerkskörper von solchen Abmessungen zu untersuchen und zu zerdrücken, wie sie in den Bauausführungen vorkommen; die hiemit verbundenen Nachteile machen sich besonders bei der Untersuchung von Betonkörpern geltend, weil bei diesen die Gröfse der Schotterstücke, die Art des Einstampfens sehr hinderlich für das Zustandebringen eines gleichmäfsigen Körpers sind.

Indessen soll hier mitgeteilt werden, was an Versuchsergebnissen Bauschingers und Anderer in der Hauptsache vorliegt.

Ebermayer-München[2]) liefs Mauerwerkskörperchen in Würfelform von 15 cm Seitenlänge anfertigen, bei welchen 3 Gesteinsplättchen aus Thonschiefersteinen von 4 cm Dicke mit 2 Cementmörtelfugen von 1,5 cm Dicke wechselten. Der Cementmörtel wurde in 2 Mischungen verwendet und zwar:

a) 5 Cement : 1,25 Kalk : 12 Sand
b) 5 „ : 1,25 „ : 15 „

Die Druckversuche ergaben Folgendes:

Zeit nach der Anfertigung	Mörtel a. b.	Auftreten von Rissen bei at	Bruch bei at
5 Wochen	a.	180—290	260—340
	b.	180	230
3 Monate	a.	180—210	270—285
	b.	185	320
1 Jahr	a.	220—230	310—350
	b.	130—180	260—280

Es wurde hieraus geschlossen, dafs bei Bruchsteinmauerwerk aus gutem Gestein und Cementmörtel mit der Beanspruchung auf Druck unbedenklich auf 20 bis 30 at gegangen werden dürfe, wobei immer noch auf 8 bis 10fache Sicherheit gerechnet werden könne.

In ähnlicher Weise hat Rheinhardt-Stuttgart im Jahre 1888 Versuche in der Material-Prüfungsanstalt der Technischen Hochschule in Stuttgart veranlafst[3]); 3 Mauerwerkskörper von 15 cm Kantenlänge und 2,5 cm Fugendicke sind derart hergestellt worden, dafs 2 je 6,25 cm dicke Steinplatten mit Portland-Cement-Mörtel verbunden wurden; der letztere war aus 1 Teil Dyckerhoff'schem Cement auf 2 Teile groben scharfen Sand gemischt. Zu 2 der Würfel waren harte Buntsandstein-Findlinge, zu dem dritten Granitsteine verwendet worden. Die Probekörper ergaben nach 4 Wochen für die Sandsteinwürfel 440 und 454 at, nach 6 Wochen für den Granitwürfel 450 at Bruchfestigkeit.

Leibbrand-Stuttgart liefs im Jahre 1888 im mechanisch-technischen Laboratorium der Technischen Hochschule in München mit Mauerwerkskörpern, Stein- und Mörtelprismen Druckversuche anstellen, welche den im praktischen Leben vorkommenden Verhältnissen etwas näher kommen, als die eben angeführten Versuche; es wurden unter-

[2]) Wochenbl. f. Bauk. 1887, S. 336.
[3]) Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 535.

sucht: 2 Buntsandstein-Prismen von 12/12 cm Querschnitt und 14 cm Länge, 4 Mauerwerkskörper von 12/12 cm Querschnitt und 30 cm Höhe. Dieselben bestanden aus zwei Steinprismen von je 14 cm Höhe und einer 2 cm dicken Cementmörtelfuge; der Mörtel wurde aus 1 Teil Portland-Cement und 2 Teilen Sand wenig feucht gemischt und zwischen die in Holzkistchen liegenden Steine satt eingestofsen; zwei dieser Mauerwerkskörper wurden nach 4 Wochen, die beiden andern erst nach 8 Wochen untersucht. Endlich wurden 4 Mörtelprismen in Holzformen von 12/12 cm Grundfläche und 14 cm Höhe im Mischungsverhältnis 1 Portland-Cement zu 2 Sand hergestellt und hiervon je 2 Stück nach 4 und nach 8 Wochen zerdrückt.

Die Prüfung erfolgte, weil auch die Elasticität der Körper bestimmt werden sollte, derart, dafs man die Probekörper stufenweise — von 1000 zu 1000 kg — aufsteigend bis zum Bruch belastete und jedesmal die Zusammendrückung auf die Mefslänge von 7 cm an den Stein- und Mörtelprismen und von 16 cm an den Mauerwerkskörpern mafs; zwischen je zwei aufeinanderfolgenden Längenmessungen verstrich eine Minute.

Die Bruchfestigkeit wurde hierbei erhoben:

Bei den Steinprismen zu	631—653 at
„ „ 4 Wochen alten Mauerwerkskörpern zu .	340—389 „
„ „ 8 „ „ „ „ .	381—435 „
„ „ 4 „ „ Mörtelprismen zu . . .	217—250 „
„ „ 8 „ „ „ „ . . .	240 „

Die bei den Versuchen beobachteten Zusammendrückungen im Verhältnis zur ursprünglichen Mefslänge sind für Stein-, Mörtel- und Mauerwerkskörper in Fig. 1 (S. 6) zusammengestellt; auch ist ebendaselbst aus den Stauchungen des Steines und des Mörtels diejenige für den Mauerwerkskörper berechnet worden. Die so erhaltene Linie bleibt — wie zu erwarten war — unter der Beobachtungslinie für Mauerwerkskörper.

Tourtay[4]) untersuchte den Einflufs der Mörtelfugen auf das Mauerwerk überhaupt; es wurden 3 Werksteinsorten erst in Würfelform und hernach in Plattenform untersucht; die Würfel hatten nur 10 bezw. 6 cm Seitenlänge; wenn dieselben aus zwei Platten von 5 oder 3 cm Dicke gebildet waren, so wurde die Fuge zwischen den Platten erst leer gelassen und bei den folgenden Körpern mit Cementgufs oder Cementmörtel gefüllt. Die Fugendicke wechselte von 5, 10 und 15 mm; der Mörtel enthielt auf 1 cbm Sand 500 kg Cement oder Wasserkalk, die Druckfestigkeit des Cementmörtels betrug nach 21 Tagen 73 at, diejenige des Wassermörtels 20 at. Die Steinwürfel gaben 400 bis 900 at Bruchfestigkeit, das Mauerwerk nur 300 bis 600 at; der Mörtel begann erst bei einem Druck von 140 bis 300 at am Rande der Fugen abzublättern; Probewürfel, bei welchen die beiden Steinplatten durch einen Cementgufs verbunden worden waren, verhielten sich wie aus einem Stück bestehend.

Das Schlufsergebnis der Versuche war folgendes:

1. Die Zerstörung des Mörtels findet im Werksteinmauerwerk erst bei sehr viel höherem Druck als in den aus Mörtel hergestellten Probewürfeln statt;
2. der Druck, welcher die Zerstörung des Mörtels bewirkt, steht im umgekehrten Verhältnis zu der Dicke der Mörtelfuge;
3. Probeplattenkörper ohne Zwischenlage von Mörtel ergeben wesentlich kleinere Festigkeiten als volle Steinwürfel;
4. Probeplattenkörper mit reinem Cementgufs verhalten sich wie volle Steinwürfel.

---

[4]) Ann. des ponts et chaussées 1885 II. S. 15.

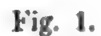


Fig. 1.

Zusammendrückung Millionstel der ursprünglichen Länge

Maßstab der Abscissen 1 Teilstrich = 10 Atmosphären Druck
" " Ordinaten 1 " " = 100 Millionstel.

All diese Versuche leiden an dem Mangel, daſs die Versuchsstücke und insbesondere die Meſslängen an denselben zu klein waren; bei den Elasticitäts-Untersuchungen tritt auſserdem noch der Mangel hinzu, daſs bei der beobachteten Zusammendrückung der Probekörper nicht unterschieden wurde, welcher Teil derselben bleibend und welcher dagegen nur vorübergehend, d. h. elastisch oder federnd ist. Bach-Stuttgart hat erstmals hierauf und auf die Abhängigkeit des Dehnungskoefficienten von der specifischen Spannung bestimmt hingewiesen. Die Material-Prüfungsanstalt Stuttgart hat deshalb im Auftrag der württembergischen Staatsstraſsenbau-Verwaltung eine Reihe von

Versuchen über die Elasticität von Betonkörpern in gröfserem Mafsstabe zur Ausführung gebracht.[5])

Die Probekörper wurden cylinderförmig 1 m lang mit 25 cm Durchmesser in 6 verschiedenen Mischungsverhältnissen hergestellt und zwar:

I. 1 Raumteil langsam bind. Portland-Cement : 2,5 Neckar-Sand : 5 Neckar-Kies,
II. 1 „ „ „ „ 2,5 „ 5 Muschelkalkstein-Schotter,
III. 1 „ „ „ „ 7,5 Kies und Sand (ausgebaggert),
IV. 1 „ „ „ „ 3 Sand : 6 Kies,
V. 1 „ „ „ „ 3 Sand : 6 Muschelkalkstein-Schotter,
VI. 1 „ „ „ „ 9 Kies und Sand.

Von jeder Sorte wurden 3 Stücke und zwar je mit Portland-Cement von Blaubeuren und von Lauffen a. N. angefertigt.

Der Beton ist in Holzformen schichtenweise eingebracht und so lange mit eisernen Stämpfeln festgestofsen worden, bis sich Wasser an der Oberfläche zeigte; einen Tag nach der Fertigstellung erfolgte das Ausschalen und die folgenden 28 Tage wurde der Probekörper durch Begiefsen feucht gehalten.

Bei der Vornahme der Versuche betrug das Alter der Probecylinder 76 bis 97 Tage. Die Stirnen der Betonkörper haben einen Cementmörtelauftrag erhalten, sie wurden genau parallel abgehobelt. Die Mefslänge betrug 750 mm. Der verwendete Beton hatte etwa 2,4 specifisches Gewicht.

Die Belastung wurde von 0 aus stetig gesteigert und zwar bis zur vollen Höhe je in 1,5 Minuten, ebenso wurde bei der Entlastung verfahren; die Belastung von 0 bis zu der betreffenden Belastungsstufe von 7,9, 15,8, 23,7, 31,6 und 39,5 at wurde so oft wiederholt, bis sich weder die gesamte, noch die bleibende und die federnde Belastung änderten; je höher die Belastung stieg, desto häufiger mufste der Belastungswechsel vollzogen werden, bei 0 bis 7,9 at genügte für Blaubeuren-Cement meist 4, bei 0 bis 39,5 at brauchte es 7malige Belastung. In den nachstehenden Figuren sind die Zusammendrückungen in $\frac{1}{600}$ cm als wagrechte Ordinaten, die Belastungen in at als senkrechte Abscissen aufgetragen. Der Elasticitätsmodul ist neben der Zusammendrückung berechnet und es ist hieraus zu entnehmen, wie verschieden derselbe für wechselnde Belastungen ausfällt, wie er abnimmt mit zunehmender Belastung; das Umgekehrte trifft bei dem Dehnungskoefficient $\alpha = \frac{1}{E}$ zu; er steigt beispielsweise für den Versuchskörper I c. mit B-Cement[6]) von $\frac{1}{306000}$ bei der Belastungsstufe 0 bis 7,9 at auf $\frac{1}{194000}$ für die Belastungsstufe 31,6 bis 39,5 at.

Die Versuche sind im wesentlichen und in aller Schärfe nur bis zu der Belastungsstufe von 40 at ausgedehnt worden, weil die Auftraggeberin die Absicht hatte, mit der Inanspruchnahme des Betons bei dem Bau einer Neckarbrücke bei Kirchheim (Württemberg), für welchen zunächst die Versuchsergebnisse Verwendung finden sollten, keinenfalls weiter als auf 40 at zu gehen; es sind jedoch für einige Versuchskörper die Belastungen und Elasticitätsmessungen auch bis zum Bruch geführt worden.

Die Fig. 2 (S. 8) zeigt das Ergebnis der beiden Versuche, welche mit Versuchskörper III c. und VI c. mit B-Cement ausgeführt worden sind.

Bei den mit L-Cement ausgeführten Versuchen mufsten die Wechsel in der Belastung weit häufiger vollzogen werden, bis sich die bleibende Zusammendrückung nicht

[5]) Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1895, No. 17.

[6]) B-Cement bedeutet Cement von Blaubeuren, L-Cement solchen von Lauffen a. N.

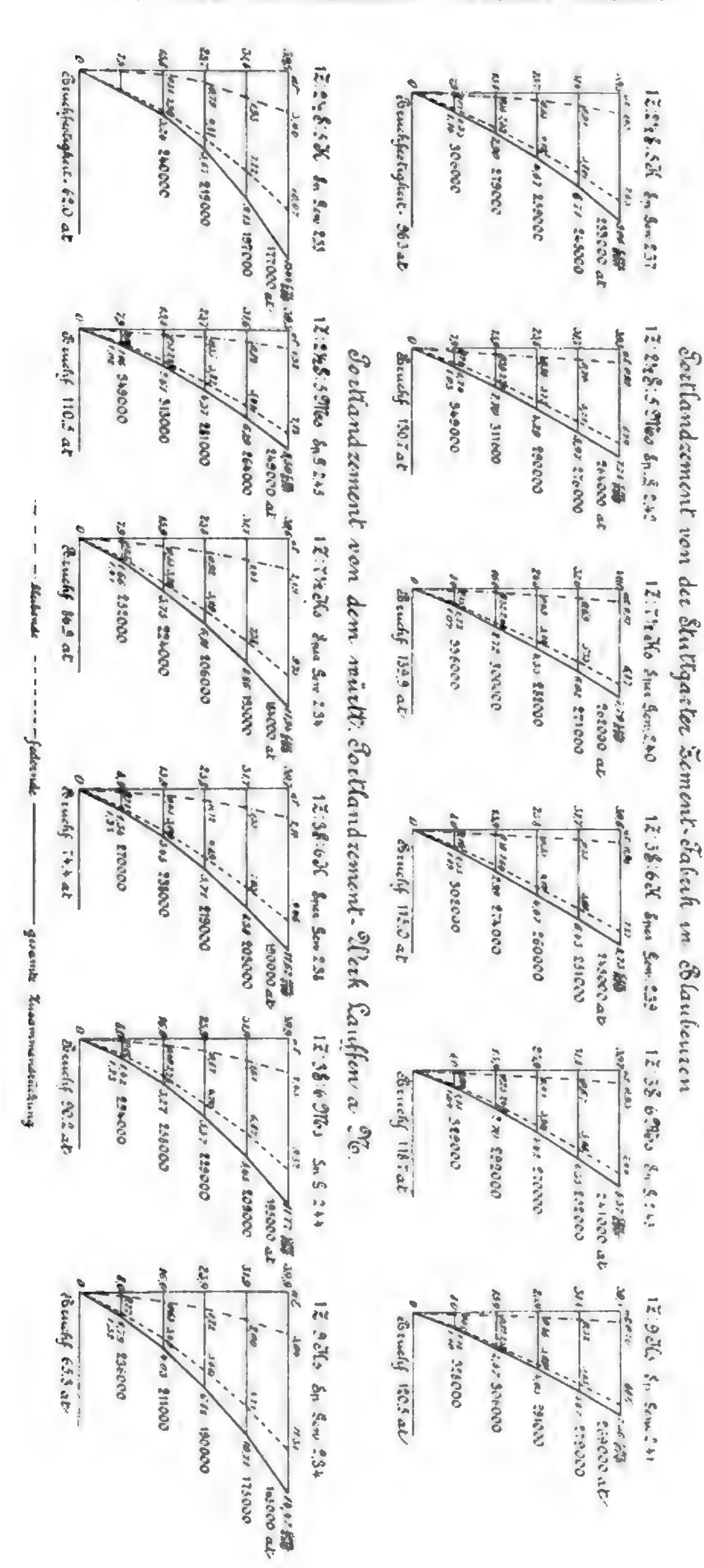

Portlandzement von der Stuttgarter Zement-Fabrik in Blaubeuren
Bruchfestigkeit 96,3 at
Bruchf 130,7 at
Bruchf 139,9 at
Bruchf 115,0 at
Bruchf 118,7 at
Bruchf 120,5 at
Portlandzement von dem württ. Portlandzement-Werk Lauffen a. N.
Bruchfestigkeit 62,0 at
Bruchf 110,5 at
Bruchf 86,9 at
Bruchf 74,4 at
Bruchf 90,2 at
Bruchf 65,3 at
bleibende
federnde
gesamte Zusammendrückung

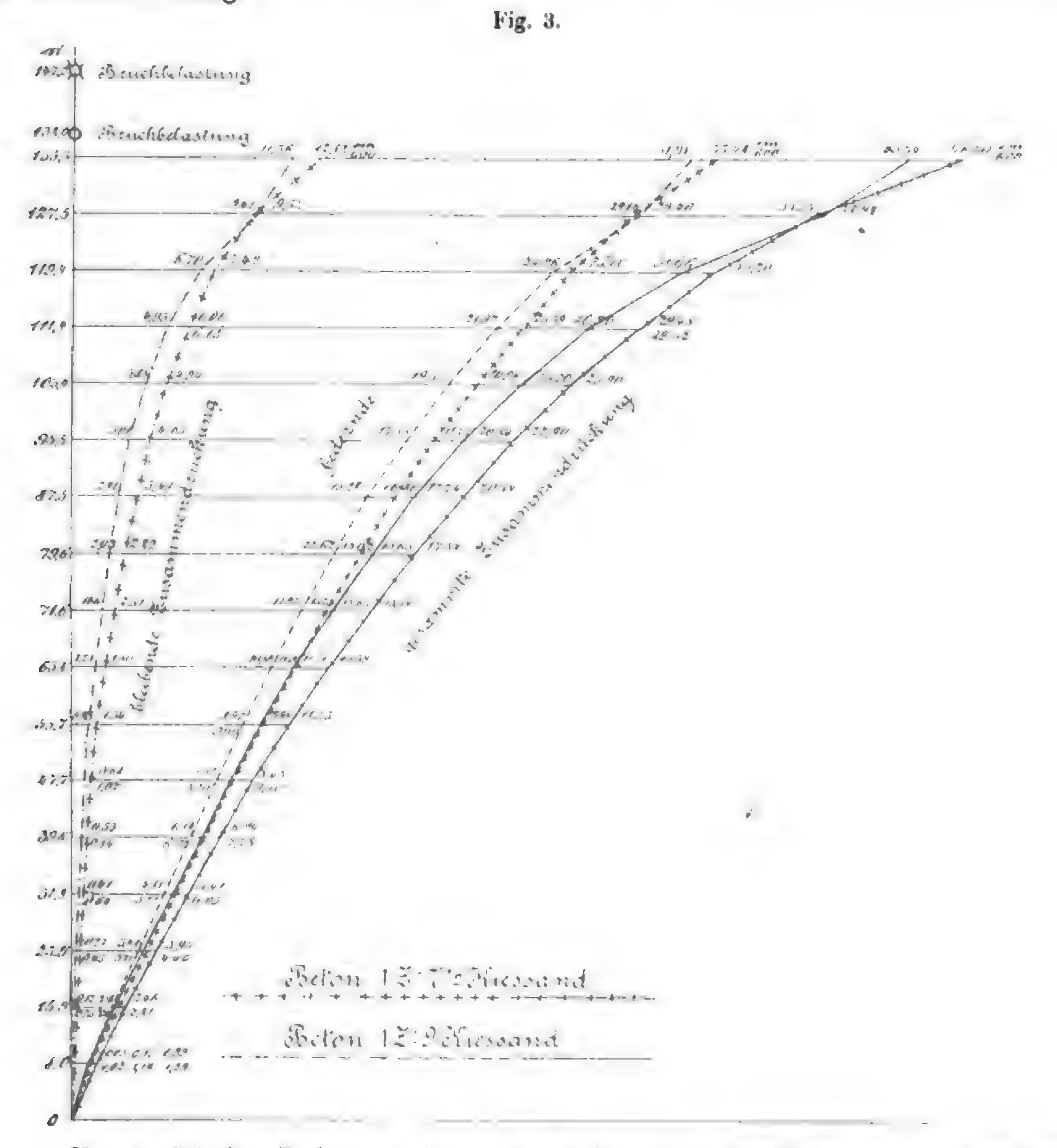
Fig. 2.

mehr änderte; bei einem Versuchskörper I c. und bei 31,6 at Belastung und mehr konnte z. B. ein Stillstand derselben überhaupt nicht erzielt werden. Die Zunahme der bleibenden und elastischen Zusammendrückungen mit abnehmender Druckfestigkeit des Betons stellt Fig. 4 in einfacher Weise dar.

Den anscheinend kleinen Druckfestigkeiten der hohen Versuchskörper entsprechen erheblich gröfsere Würfelfestigkeiten.

Die Bach-Stuttgart'schen Versuche über Elasticität von Betonkörpern sind sehr wertvoll für die Berechnung von Betonbrücken; sie zeigen aufserdem, von welchem Einflufs auf die zulässige höchste Inanspruchnahme des Betons der zu demselben verwendete Cement ist; keinenfalls sollte diejenige Belastungsgrenze überschritten werden, bei welcher wiederholter Wechsel in der Belastung eine Zunahme der bleibenden Zusammendrückung zu bewirken vermag.

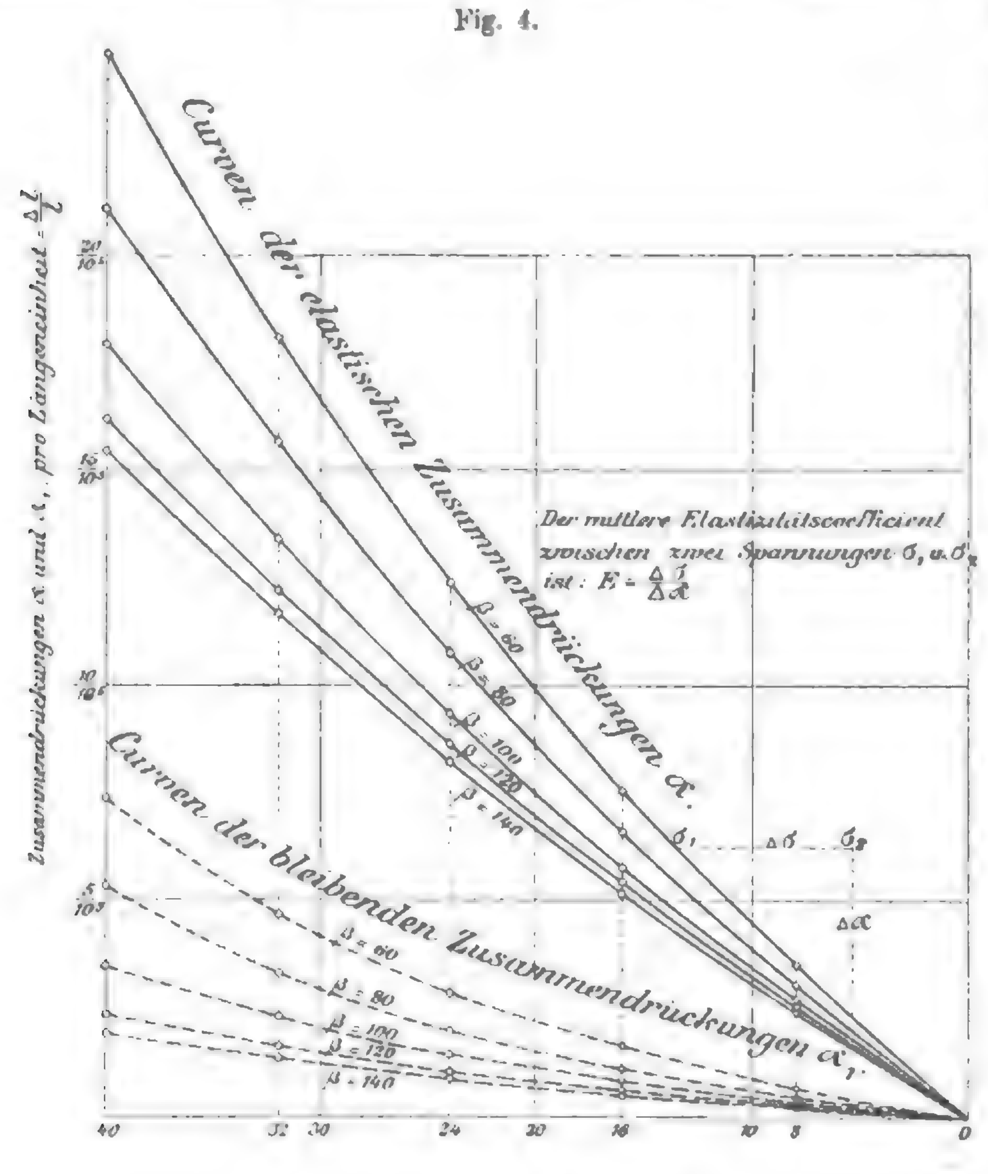
Fig. 3.



Von praktischer Bedeutung ist auch das Verhalten der Körper gegen Druck in dem Falle, wenn die Belastung unmittelbar nur einen Teil der Querschnittsfläche desselben trifft, wie dies bei Brücken mit Gelenken der Fall ist.

Bauschinger[7]) untersuchte Körper von der in Fig. 5 dargestellten Form aus feinem, graublauem Schweizer Sandstein (wie oben) und fand hierbei:

Fig. 4.



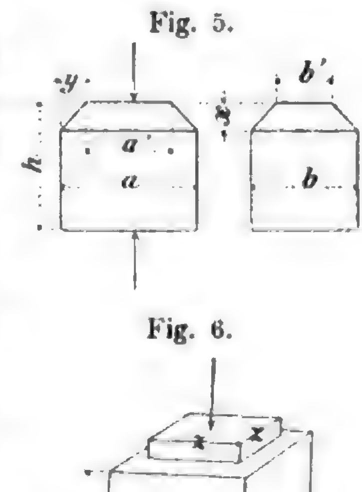
β = Druckfestigkeit der Versuchskörper.

Druckrichtung senkrecht zum Lager.

No.	Höhe h	Würfelquerschnitt			Ab-schrägung	Stirnfläche			Belastung	Druckfestigkeit in at, bezogen auf den	
		a	b	a b	x : y	a′	b′	a′ b′	P	Querschnitt a b	Querschnitt a′ b′
	cm	cm	cm	qcm	rund	cm	cm	qcm	kg	P : a b	P : a′ b′
1	9,8	10 1	9,9	100,0	1 : 1	8,0	7,9	63,2	51 000	510	807
2	9.7	9,8	9,9	97,0	2 : 1	7,9	8,0	63,2	45 000	460	712
3	9.7	9,95	9,9	98,5	3 : 1	8,05	8,05	64,8	45 500	460	702
4	9,85	10,0	9,75	97,5	1 : 2	6,2	6,0	37,2	34 500	350	927
5	9,90	10,1	10,05	101,5	2 : 2	6,3	6,25	39,4	35 000	345	888
6	9,80	10,1	9,8	99,0	3 : 2	6,2	6,0	37,2	32 000	325	861
7	9,80	9,9	10,0	99,0	4 : 2	5,9	6,1	36,0	31 500	320	875
8	9,75	10,0	9,8	98,0	1 : 3	4,4	4,2	18,5	23 000	235	1243
9	9,75	9,95	9,9	98,5	2 : 3	4,2	4,2	17,6	20 500	210	1165
10	9,75	10,05	10,0	100,5	3 : 3	4,4	4,2	18,5	23 000	230	1243
11	9,85	10,10	9,75	98,5	5 : 3	4,25	4,1	17,4	19 700	200	1132

[7]) Mitteilung des mech.-techn. Laboratoriums der Technischen Hochschule in **München 1876, S. 13.**

Der verwendete Stein, welcher als Würfel von annähernd 10 cm Seitenlänge 685 at Druckfestigkeit besafs, hat bei vorstehendem Versuch 3, bei welchem die Druckfläche von 98,5 qcm auf 64,8 qcm vermindert wurde, nur noch 460 at Druckfestigkeit, auf den Querschnitt $a\,b$ bezogen; dieselbe erhöht sich aber in der Druckfläche $a'\,b'$ selbst auf 702 at. Bei Versuch No. 11, bei welchem die Druckfläche von 98,5 qcm auf 17,4 qcm ermäfsigt ist, sind die Abweichungen von der Würfelfestigkeit noch weit erheblicher, sie betragen 200 bezw. 1132 at.



Der Bruch erfolgte stets in der Weise, dafs von der kleinen Druckfläche aus eine Pyramide in das Innere des Probestückes hineingetrieben und der Stein so auseinandergesprengt wurde.

Mit demselben Material wie bei dem vorstehend geschilderten Versuche wurden ferner Untersuchungen in der Art angestellt, dafs der Druck durch Stahlprismen, deren Achsen mit denjenigen der Würfel zusammenfallen und deren Kanten den Würfelkanten parallel laufen, nur auf einen Teil der Stirnfläche übertragen wurde (Fig. 6).

Die Ergebnisse waren folgende:

No.	Höhe	Würfelquerschnitt			Stahlprisma		Bruchbelastung	Druckfestigkeit in at	
		a	b	$a\,b$	z	z^2	P	$P : a\,b$	$P : z^2$
	cm	cm	cm	qcm	cm	qcm	kg		
1	9,65	10,0	9,9	99,0	3,9	15,21	16000	162	1052
2	9,70	9,85	9,9	97,5	5,7	32,49	30000	308	923
3	9,75	10,0	9,85	98,5	7,8	60,84	47000	477	772

Der Bruch erfolgte auch hier wieder in der Weise, dafs von der Stirnfläche des Stahlprismas aus eine Pyramide in das Innere des Prismas getrieben und das umliegende Material auseinandergesprengt wurde.

Ähnliche Versuche wurden 1885/86 von Durand-Claye mit Würfeln von Stein und Cement von 10 cm Seitenlänge gemacht*), wobei die Druckfläche des eisernen, genau in der Mitte der Würfelfläche aufsetzenden Stempels von 1 bis 8 cm zunahm.

Versuche mit Stein von 84 at Druckfestigkeit.

Seitenlänge des Stempels z	Druck in at in der Fläche	
cm	a^2	z^2
1	12	1204
2	14	354
3	24	268
4	37	230
5	48	193
6	55	152
7	61	124
8	56	87

Versuche mit Cement von 576 at Druckfestigkeit.

Seitenlänge des Stempels z	Druck in at in der Fläche	
cm	a^2	z^2
1	45	4468
2	105	2633
3	140	1560
4	217	1357
5	262	1047
6	332	920
7	380	775
8	431	673

*) Ann. des ponts et chaussées 1887 II, S. 230.

Die Ergebnisse der Durand-Claye'schen Versuche sind bei Brücken mit Gelenken oder gelenkartigen Einlagen nicht unmittelbar verwertbar, weil die letzteren nicht in quadratischer, sondern in länglicher Form in die Gewölbfugen eingelegt werden. Bach-Stuttgart hat deshalb in der Material-Prüfungsanstalt der Technischen Hochschule in Stuttgart 1888 auf Veranlassung von Leibbrand-Stuttgart Druckversuche in der Weise vorgenommen, dafs eiserne Stempel von 10 cm Länge und in wechselnder Breite von 0,5, 1, 1,5, 2 und 2,5 cm die centrale Druckübertragung auf Sandsteinwürfel von ca. 10 cm Seitenlänge senkrecht zum Lager bewirkten.

Fig. 7.

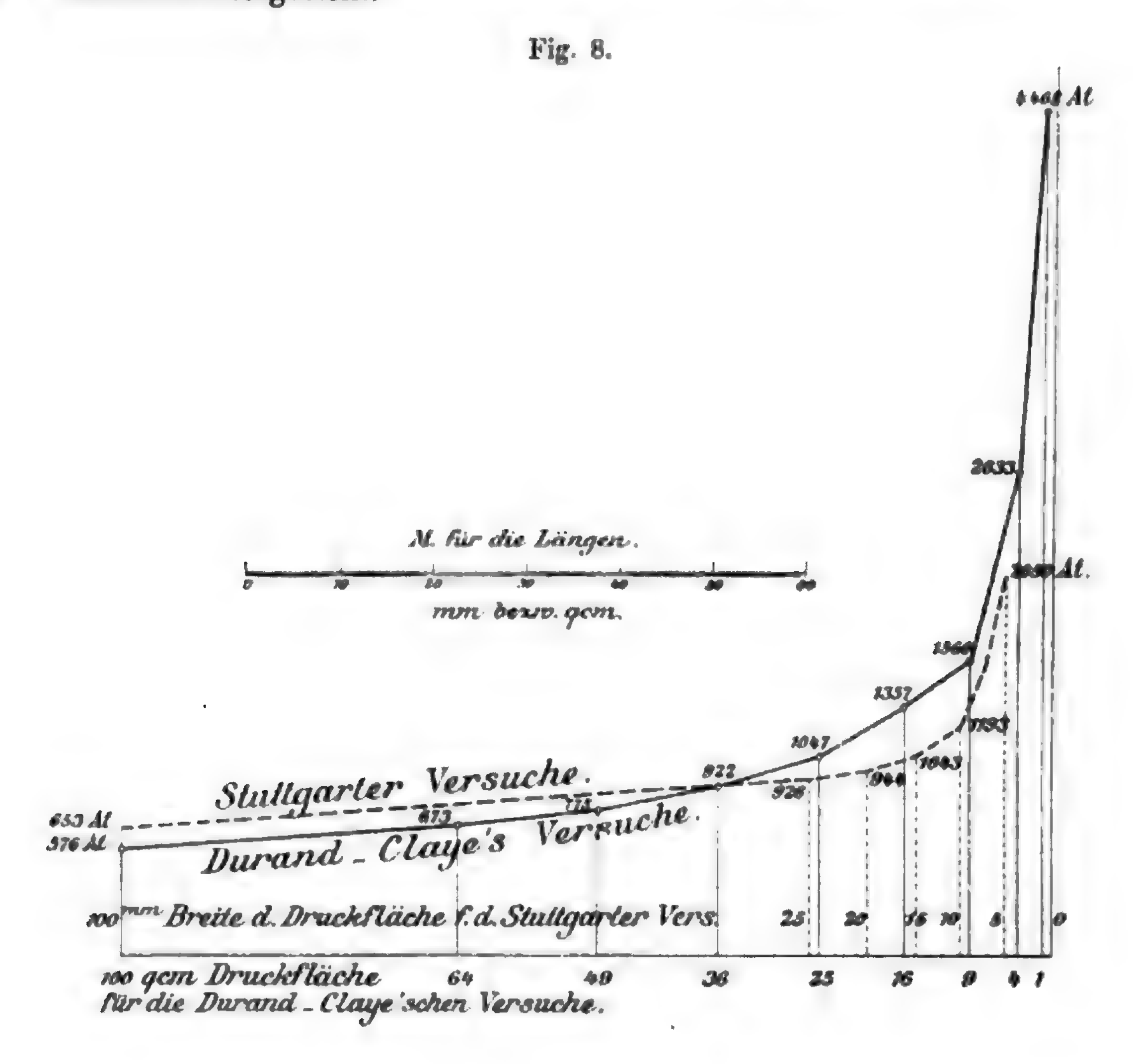
Versuchsreihe (je 3 bis 5 Körper).

Seite a durchschnittlich	6,46	10,04	10,01	10,02	9,99	9,96	cm
„ b „	6,03	9,99	10,01	10,03	9,95	10,02	„
Höhe h	6,00	9,89	9,85	9,82	9,84	9,84	„
Breite z des Stahlprismas	6,03	2,5	2,0	1,5	1,0	0,5	„
Bruchbelastung für den Querschnitt $a\,b$	653	232	188	156	120	102	at
„ „ „ „ $b\,z$	653	926	943	1044	1193	2050	„

Auch hierbei erzeugte der Druck des Stahlstempels einen Bruchkeil, welcher den Probekörper nach beiden Seiten auseinandersprengte.

Die Ergebnisse der Durand-Claye'schen Versuche für Cementkörper und derjenigen von Bach für einen Buntsandstein von annähernd gleicher Würfelfestigkeit sind in Fig. 8 nebeneinandergestellt.

Fig. 8.



2. Versuche und theoretische Untersuchungen an Brückengewölben.*)

Seit der Untersuchung des bekannten Versuchsbogens von Souppes, der bei 37,9 m Spannweite nur 2,125 m Pfeilhöhe besafs und welcher durch allmähliche Schwächung der anfänglich 0,80 m betragenden Scheitelstärke unter voller Belastung bis zum Bruch gebracht wurde, haben Gewölbproben in grofsem Mafsstab unter gleichzeitiger wissenschaftlicher Beobachtung und Verwertung der hierbei gemachten Beobachtungen nicht mehr stattgefunden. Es gereicht deshalb dem Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Verein zu hohem Verdienst, dafs er in Verbindung mit Behörden und hervorragenden Industriellen und unter Aufwendung ganz erheblicher Mittel (etwa 70000 M.) eine Reihe von Versuchen in grofsem Mafsstab mit üblichen Gewölbkonstruktionen in den Jahren 1891 bis 1893 vorgenommen hat, um zuverlässige Anhaltspunkte über den den Konstruktionen innewohnenden Sicherheitsgrad, über die zulässige Inanspruchnahme der zu den Gewölben verwendeten Materialien und über die Zuverlässigkeit der bisherigen Gewölbtheorien zu erhalten.

Die Versuche zerfallen in 2 Gruppen und zwar in Bruchversuche, welche mit den gebräuchlichsten, im Hochbau vorkommenden Deckenkonstruktionen mit Gewölben von kleiner Spannweite und in solche, welche mit sogen. Unterbaugewölben von gröfserer Spannweite gemacht worden sind.

Die I. Versuchsgruppe soll hier nur insoweit behandelt werden, als die Konstruktionen derselben auch beim Steinbrückenbau mit und ohne Eiseneinlagen Verwendung finden können.

1. Gewölbe zwischen verankerten eisernen Trägern, 2 m lang, 1,35 m weit mit $^1/_{10}$ Pfeilhöhe:
   a) in Ziegeln und in Weifskalkmörtel versetzt, 15 cm stark, haben bei 7000 kg/qm gleichmäfsiger Belastung, in Ringscharen gewölbt, zwar 14 mm, in Längsscharen gewölbt 24,3 mm Scheitelsenkung, aber keine Neigung zum Bruch gezeigt;
   b) das Betongewölbe, 7,5 cm stark, im Mischungsverhältnis 1 Kirchdorfer Portland-Cement zu 5 Teilen Sand ausgeführt, hat bei 7000 kg/qm gleichmäfsiger Belastung 17,3 mm Senkung ergeben, ohne zu brechen.
2. Gewölbe zwischen verankerten Eisenträgern, 2 m lang, 2,70 m weit, nur einseitig bis zur Mitte belastet:
   a) Ziegelgewölbe, 14 cm stark, 25 cm Pfeilhöhe; der Bruch erfolgte durch Längsrifs in der unbelasteten Hälfte bei 4314 kg/qm, bei 52,7 mm senkrechter und 10 mm seitlicher Scheitelbewegung;
   b) Stampfbetongewölbe, im Verhältnis 1 : 4 gemischt, im Scheitel 8,5 cm stark, Pfeilhöhe 23 cm; der Bruch erfolgte durch Längsrifs in der unbelasteten Hälfte bei 5504 kg/qm mit 24,1 mm Scheitelsenkung und 9,6 mm Seitenbewegung desselben; die ersten Sprünge zeigten sich beim Aufbringen von 3000 kg/qm Last;
   c) Monier-Gewölbe, im Scheitel 5 cm stark, Pfeilhöhe 26 cm, ohne Aufbetonierung, gebrochen bei 5940 kg/qm einseitiger Last mit 25,8 mm Scheitelsenkung und 7,1 mm Seitenbewegung desselben.

*) Nach dem Bericht des Gewölbe-Ausschusses des Österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins in der Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1895, No. 20–34 bearbeitet.

Die Monier-Gewölbe wären hiernach mäfsig stärkeren Stampfbetongewölben nicht überlegen.

3. Gewölbe zwischen gemauerten Widerlagern, 4,05 m weit, einseitig bis zur Mitte belastet:

a) Das Ziegelgewölbe besafs 14 cm Scheitelstärke, 35 cm Pfeilhöhe; bei 670 kg/qm Belastung bildete sich der erste Rifs im unbelasteten Gewölbviertel, bei 1341 kg/qm erfolgte der Bruch durch Aufreifsen der Mörtelfugen;

b) Betongewölbe: Scheitelstärke 10 cm, Pfeilhöhe 41 cm, der erste Rifs entstand neben dem unbelasteten Widerlager bei 2000 kg/qm Belastung; der Bruch erfolgte erst bei 3865 kg/qm; die gröfste Senkung hat im belasteten Viertel 16,7 mm, die Hebung im unbelasteten Viertel 3,7 mm, die horizontale Scheitelverschiebung 4,5 mm erreicht;

c) Monier-Gewölbe: Scheitelstärke 5 cm, Pfeilhöhe 40 cm; der erste Rifs entstand genau ebenso wie an dem Betongewölbe bei 2000 kg/qm Belastung im unbelasteten Widerlager, bei 2500 kg/qm bildete sich ein zweiter Rifs in der unbelasteten Hälfte; der Einsturz erfolgte bei 4360 kg/qm, wobei zuvor die gröfste Senkung in der belasteten Hälfte 35,7, die Hebung in der unbelasteten Hälfte 10,1 mm und die seitliche Verschiebung des Scheitels 12,8 mm erreichte.

Auch hierbei hat sich gezeigt, dafs Stampfbeton-Gewölbe mit Monier-Konstruktion wohl konkurrieren kann.

d) Endlich kamen Melan-Gewölbe zur Untersuchung; sie waren 3 m lang, 4 m weit, besafsen 29 cm Pfeilhöhe, in Abständen von je 1 m waren gebogene I-Träger Profil No. 8 eingelegt; die Betondicke betrug 8 cm, der Beton war aus 1 Teil Radotiner Portland-Cement auf 5 Teile Sand und Rieselschotter hergestellt worden. Die Gewölbe ergaben nur kleine Bewegungen und sehr hohe Festigkeit; erst bei 5000 kg/qm wurde ein feiner Haarrifs an der unteren Leibung im Scheitel beobachtet. Bei einer einseitigen Last von 6900 kg/qm war das Gewölbe noch nicht zum Bruch zu bringen; nach Wegnahme der Last ging die gröfste Senkung im belasteten Gewölbviertel von 20,9 auf 6,7 mm zurück.

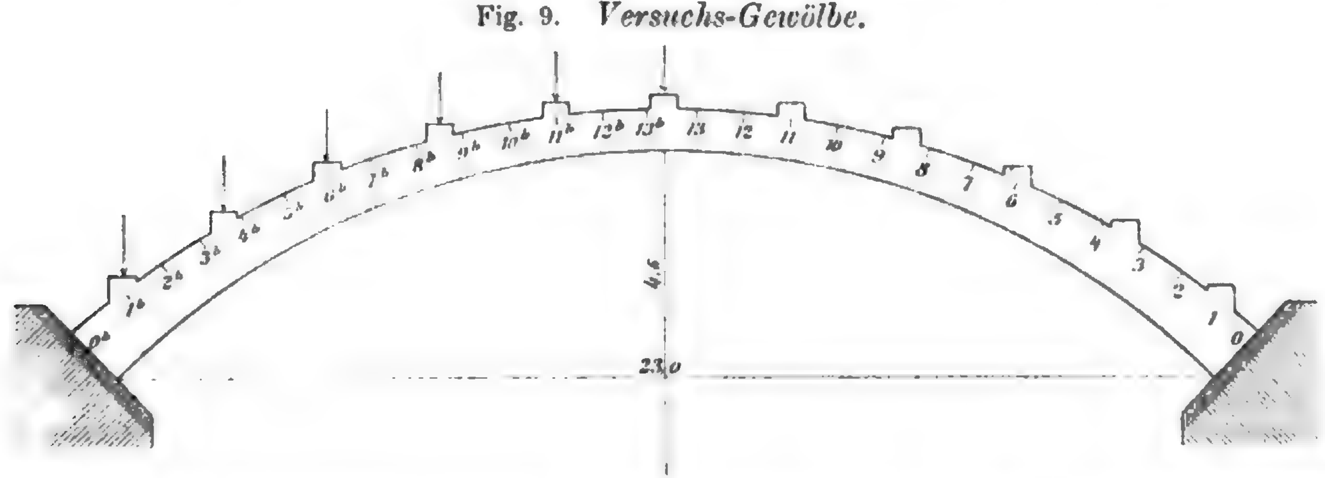
Die II. Versuchsgruppe mit Unterbau-Gewölben erfolgte teils auf dem Matzleinsdorfer Frachten-Bahnhof an zwei fertigen Brücken von 10 m Spannweite und 1 m Pfeilhöhe. Die erste derselben war nach System Monier gebaut; sie besafs 15 cm Scheitel- und 20 cm Kämpferdicke. Das Drahtnetz, welches in der Nähe der unteren Leibung lag, bestand aus 10 mm dicken Längs- und 7 mm dicken Querstäben bei 5,5 cm Maschenweite; die Monier-Bögen waren 210 Tage alt, sie waren für ein Eisenbahngleis horizontal überschüttet und mit Stirnmauern versehen. Bei einseitiger Belastung einer Brückenhälfte mit 4500 kg/qm erfolgte die Zerstörung eines Widerlagers, weshalb die weitere Fortsetzung der Versuche ohne Wert war.

Ein ebenso gestalteter, auf die entsprechend verstärkten Widerlager aufgesetzter Betonbogen erhielt 0,41 m Gewölbstärke, in den Kämpferfugen wurden Asphaltplatten eingelegt, um dem Gewölbe daselbst freie Beweglichkeit zu geben. Der Beton bestand aus 1 Volumteil Radotiner Portland-Cement, 3 Volumteilen Donausand und 1 Volumteil Kalksteinschotter; er wurde in 15 cm starken Schichten von den Kämpfern aus beginnend senkrecht zur Fugenrichtung eingestampft, nur die letzten 3 m beim Scheitel sind

senkrecht zur Leibung eingestampft worden. 224 Tage nach der Fertigstellung wurde das Gewölbe erprobt. Die Belastung wurde auf einer Gewölbhälfte mit entsprechenden Ruhepausen aufgebracht; bei 3810 kg/qm trat der erste Rifs in der Nähe des unbelasteten Viertels auf, bei 10322 kg/qm hatten sich die Risse vermehrt, die gröfste Senkung im belasteten Viertel 29 mm, im Scheitel 28,5 mm, im unbelasteten Viertel 12,5 mm erreicht; diese Mafse verminderten sich nach Wegnahme der Last auf 16,8, 15,9 und 7,7 mm. Die gröfste Horizontalverschiebung erreichte in der unbelasteten Hälfte 3,5 mm und ermäfsigte sich auf 1,8 mm.

Bedeutsamer als das Ergebnis dieser beiden Versuche, von welchen der erstere wegen des Nachgebens der Widerlager nicht zu Ende geführt werden konnte, sind diejenigen Versuche, welche im Purkersdorfer Steinbruche mit unbedingt zuverlässigen Widerlagern und mit konzentrierten Einzellasten vorgenommen wurden. Hier gelangten Gewölbbogen von 23 m Spannweite, 4,6 m Pfeilhöhe und 2 m Breite und zwar für Bruchstein-, Ziegel-, Stampfbeton- und Monier-Gewölbe zur Untersuchung. Die Belastung geschah nur einseitig vom Widerlager bis zum Scheitel; das eiserne Belastungsgerüst wurde so angelegt, dafs die einzelnen Auflagerpunkte desselben gleich grofse Knotenlasten erhielten; jede Bogenstirne war von Meter zu Meter mit 26 Merkpunkten versehen, deren vertikale, horizontale und Drehbewegung genau beobachtet worden ist.

Fig. 9. *Versuchs-Gewölbe.*



a) Das Bruchsteingewölbe war in der inneren Leibung nach einem Kreisbogen geformt, die Scheitelstärke betrug 0,60 m, die Kämpferdicke 1,10 m; die Mauerung erfolgte in langsam bindendem Kirchdorfer Portland-Cement-Mörtel mit 500 kg Cement auf das cbm Sand (= räumlich 1 : 2,6); die Wölbsteine wurden möglichst rauh belassen. 6 Wochen nach Gewölbschlufs erfolgte die Ausschalung, wobei sich nur 0,5 mm Scheitelsenkung ergab.

Das 2 Monate alte Gewölbe brach bei einer Last von 6,44 t/m, beim Aufbringen einer einseitigen Last von 4,914 t/m zeigten sich die ersten Risse bei gleichzeitigen Formänderungen, welche im Maximum bei Punkt 7^b 8,45 mm[10]), bei Punkt 9 7,60 mm in vertikalem und ebendaselbst 4,5 und 5,6 mm in horizontalem Sinne betrugen. Die Risse lagen in der belasteten Hälfte bei Punkt 1^b am Kämpfer aufsen, bei Punkt 5^b und 9^b innen, in der unbelasteten Hälfte zwischen Punkt 7 und 11 innen und bei Punkt 1 aufsen. Bemerkenswert war hierbei, dafs sich mit Ausnahme des bei Punkt 1 aufsen beobachteten Risses die parallel zum Gewölbrücken auftretenden Risse und Sprünge

[10]) Die hier angegebenen Senkungen beziehen sich durchweg auf den Anfangszustand des unbelasteten Bogens vor der Ausschalung.

erst während des eigentlichen Gewölbbruches bildeten und dafs sonach der Bruch selbst nicht Folge übergrofser Druckwirkung, sondern nur Folge der Überwindung der Zugfestigkeit des Bruchsteinmauerwerks war. Das Gewölbe legte sich bei Punkt 9ᵇ beim Bruch auf die Schalung.

b) Das Ziegelgewölbe wurde aus Ziegeln von grofser rückwirkender Festigkeit in Portland-Cement-Mörtel in den gleichen Abmessungen erbaut wie das Bruchsteingewölbe, mit 8 mm dicken Fugen; die Ausschalung geschah gleichfalls nach 6 Wochen mit 5,25 mm Scheitelsenkung. Das Gewölbe war 2 Monate alt, als die Proben begannen; es wurde erst bis 4,930 t/m einseitig belastet, nachdem sich bei 3,9 t/m die ersten Risse gezeigt hatten; während einer 2stündigen Ruhepause bildeten sich weitere Haarrisse. Bei der nun folgenden Entlastung des Gewölbes schlossen sich die bis dahin beobachteten Risse zwar beinahe vollständig, das Gewölbe vermochte jedoch keineswegs seine ursprüngliche Form wieder genau einzunehmen. Die bis dahin beobachtete gröfste Senkung bei Punkt 7ᵇ betrug 17,9 mm, die gröfste Horizontalverschiebung ebendaselbst 13,3 mm; nach erfolgter Entlastung verminderten sich diese Mafse auf 12 und 9,9 mm. Bei der nun folgenden Steigerung der Belastung bis 5,874 t/m nahm die Senkung und Horizontalverschiebung bei Punkt 7ᵇ auf 28,6 und 20,4 mm, bei Punkt 7 auf 29,8 und 17,3 mm zu, worauf der Bruch in ruhiger Weise eintrat.

Die infolge der Zugwirkungen aufgetretenen Risse sind überall dem Mauerverband gefolgt, derart, dafs die Trennung stets durch ein Zerreifsen des Mörtelbandes herbeigeführt wurde; das Ziegelmaterial selbst war nur an einer Stelle und zwar an der inneren Leibung bei 8 zerdrückt worden. Die Risse reichten stellenweise, insbesondere in der Auflagerreihe, fast durch die ganze Gewölbstärke hindurch und lagen im übrigen an denselben Stellen, wie bei dem Bruchsteingewölbe.

c) Das Stampfbetongewölbe erhielt eine gleichmäfsige Dicke von 70 cm, die Ausführung erfolgte in drei Mischungsverhältnissen und zwar:

in 1 : 2 auf 1 Raumteil Portland-Cement,
½ " Rieselschotter,
½ " Schlägelschotter von 3 cm Steingröfse,
1 " Sand,
in 1 : 5 auf 1 Raumteil Portland-Cement,
1½ " Rieselschotter,
1½ " Schlägelschotter,
2 " Sand,
in 1 : 8 auf 1 Raumteil Portland-Cement,
3 " Rieselschotter,
2 " Schlägelschotter,
3 " Sand.

Die cementreicheren Mischungsverhältnisse wurden 14 cm stark an der inneren und äufseren Leibung aufgebracht und zwar die beste Mischung 1 : 2 da, wo bei einseitiger Belastung die gröfsten Zug- und Druckspannungen auftreten; der Kern des Bogens bestand aus der Mischung 1 : 8. Die Betonmischung erfolgte von Hand, das Einbringen gleichzeitig von beiden Kämpfern aus gegen den Scheitel; dabei sind Stücke von 2,5 bis 3,18 m Länge eingebracht und fertiggestellt worden; das Stampfen geschah bei den nur 14 cm dicken besseren Mischungen radial, im übrigen tangential, ausgenommen ein kurzes Stück im Gewölbscheitel. Das Gewölbe ruhte auf gefalteten Asphaltplatten,

welche gelenkartig wirken sollten. $2^1/_2$ Monate nach Fertigstellung begannen die Belastungsversuche des Gewölbes, welches nach 6 Wochen ausgeschalt worden war, wobei sich nur eine Scheitelsenkung von 0,6 mm ergeben hatte.

Die ersten Risse zeigten sich bei 5,5 t/m einseitiger Belastung; die gröfsten Senkungen und Horizontalverschiebungen betrugen hierbei bei Punkt 7^b 9,55 und 6,30 mm, bei Punkt 7 6,50 und 3 mm; sie verminderten sich nach vollzogener Entlastung auf 5,85 und 4,15 mm bezw. 3,40 und 2,05 mm. Der Bruch des Gewölbes erfolgte plötzlich bei 7,239 t/m; kurz zuvor bei 6,847 t/m Belastung haben die gröfsten Bewegungen bei Punkt 7^b 12,15 und 7,80 mm, bei Punkt 7 8,85 und 2,05 mm in vertikaler und horizontaler Richtung erreicht. Die Risse zeigten abweichend von den aus geschichteten Steinen hergestellten Bögen einen recht unregelmäfsigen, keilförmigen Verlauf.

Der Abbruch des Stampfbeton-Gewölbes hat interessante Aufschlüsse über das Verhalten derartiger Gewölbe überhaupt geboten. Der Beton konnte überall dort, wo die verschiedenen Mischungsverhältnisse desselben aneinandergrenzten, durch kräftig geführte Schläge in regelmäfsig brechende Platten gespalten werden, einheitliche Mischungsverhältnisse von Beton werden daher vorzuziehen sein, sofern die verschiedenen Partien nicht radial aneinandergrenzen.

Aufserdem wurden an einzelnen Stellen, trotzdem der Beton 3 Monate alt war, Partien vorgefunden, in denen derselbe nur ungenügend abgebunden und nicht diejenige Festigkeit erlangt hatte, welche er an anderen Stellen besafs; dies zeigte sich insbesondere an der Bruchstelle bei Punkt 7^b.

Die an den Widerlagern eingebrachten gefalteten Asphaltplatten zeigten keine wesentliche Deformation, sie haben deshalb vermutlich auch nur sehr unvollständig gelenkartig gewirkt.

d) Das Monier-Gewölbe erhielt 35 cm Scheitel- und 60 cm Kämpferstärke, es griff ca. 1,8 m in die Widerlager hinein und war daselbst in Beton eingebettet. Die Einlagegitter bestehen aus durchlaufenden Rundeisenstäben von 14 mm Dicke und 7 mm dicken Querstäben mit 65 mm Maschenweite; die Herstellung des unteren Drahtgitters geschah unmittelbar auf der Gewölbschalung, während das der äufseren Leibung entlang laufende Gitter stehend geflochten wurde. Das Gewölbe hat, abweichend von den bisher besprochenen, eine parabolische Form erhalten. Der verwendete Beton bestand aus 1 Raumteil Portland-Cement auf 3 Raumteile Donausand.

Die Herstellung des Gewölbes erfolgte mit 4 Misch- und 4 Stampfpartien (45 Mann) derart, dafs erst das auf der Gewölbschalung liegende Drahtgeflecht 5 bis 6 cm gehoben und auf kleine Schottersteine gelegt wurde, worauf der eingebrachte Beton, vom Widerlager und den Gewölbvierteln Punkt 7 und 7^b aus beginnend eingebracht, durch das Drahtgeflecht durchgestofsen und in Schichten von ca. 15 cm Höhe radial festgerammt wurde; der Gewölbschlufs erfolgte demgemäfs an 3 Stellen, bei Punkt 7^b, 7 und 13. In Schichten von der bezeichneten Dicke wurde der ganze Gewölbkern bis auf 8 cm Abstand von der äufseren Leibung aufgebracht und festgestampft; alsdann ist das obere Eisentragnetz aufgelegt und einbetoniert worden. Der fertige Bogen wurde mit einer 15 cm hohen Sandschicht bedeckt, welche stets feucht gehalten worden ist. Nach 7 Wochen erfolgte die Ausschalung und 4 Wochen später konnte mit den Belastungsproben begonnen werden.

Die Scheitelsenkung hat beim Ausschalen 1,25 mm betragen. Bei 6,828 t/m zeigten sich die ersten Haarrisse bei Punkt 8/9; Punkt 7^b zeigte hierbei 11,9 und 8,45 mm, Punkt 7 — 16,20 und 8,75 mm vertikale und horizontale Bewegung.

Bei der Steigerung der Belastung auf 8,675 t/m erreichten diese Bewegungen 19,45/12,95 mm und —26,15/14,60 mm, sie ermäfsigten sich nach Wegnahme der Belastung auf 8,95/8,30 mm und —11,20/5,65 mm, die Risse schlossen sich jedoch wieder.

Bei 11,900 t/m Belastung erreichten die Bewegungen 47,40/30,20 mm und — 62,90/37,10 mm und bei 12,706 t/m trat sehr langsam der Bruch ein.

Schon von 8,675 t/m Belastung ab konnte beobachtet werden, dafs drei Haarrisse zwischen Punkt 8 und 10 durch das ganze Gewölbe auf die ganze Dicke desselben hindurchgingen; die Zahl der Risse ist bei der Monier-Konstruktion insbesondere bei den Punkten 7 und 7^b eine auffallend grofse, ihr Verlauf meist radial gewesen.

Auch bei diesem Gewölbe sind Druckerscheinungen, wie das Aufblättern des unbelasteten Kämpfers, erst beim Gewölbbruch selbst entstanden.

Güteproben der bei den Versuchs-Objekten verwendeten Baumaterialien. Die in dem mechanisch-technischen Laboratorium der K. K. Technischen Hochschule in Wien durchgeführten Versuche ergaben Folgendes:

	Gewicht eingerüttelt	Erhärtungsbeginn	Abbindezeit		Siebrückstände in % auf dem Maschensieb		Mischungsverhältnis Gewichtsteile			Zugfestigkeit in at nach Tagen				Druckfestigkeit in at nach Tagen			
	kg		an der Luft	unter Wasser	900	4900	Cement	Sand	Wasser %	7	28	90	180	7	28	90	180
Cement vom Bruchstein- und Ziegelgewölbe	1916	46^m	$7^h 12$	$20^h 10$	2	23	1	3	7,6	16,7	23,3	24,1	30,4	130,5	223,2	257,8	311,8
Cement vom Stampfbetongewölbe Purkersdorf	1886	18^m	$3^h 12$	$5^h 35$	1	20	1	3	8	21,6	28,5	30,1	33,3	202,0	279,8	346,0	420,8
Cement vom Monier-Gewölbe Purkersdorf	1869	$2^h 40^m$	$8^h 50$	$25^h 45$	2	25	1	3	8	16,4	24,4	31,0	—	143,7	214,2	271,5	—

Der Elasticitätsmodul erwies sich als eine recht schwankende Gröfse, er wurde zu ca. 307 000 kg für Mörtel von 251 at Druckfestigkeit gefunden.

Die Betonuntersuchungen ergaben mit Würfeln von nur 10 cm Seitenlänge:

Verwendungsart	Mischung	Druckproben			Zugproben		
		Alter	Bruchfestigkeit im Mittel	Elasticitätsmodul für Prismen 9/9/25 cm	Alter	Bruchfestigkeit im Mittel	Elasticitätsmodul
		Monate	at	kg/qcm	Monate	at	at
Vom Stampfbetonbogen in Purkersdorf	1 Cement 3 Sand 5 Schotter	3	107	74100	6	9	98000
	1 Cement 2 Sand 3 Schotter	3	256	—	6	25	280000
	1 Cement 1 Sand 1 Schotter	3	152	—	6	18	250000
Vom Monier-Bogen in Purkersdorf	1 Cement 3 Sand	1	238	364000	5	17	400000
	1 Cement 3 Sand	3	255	328000	5	18	437000

Bei den mit Betonprismen gemachten Elasticitäts-Versuchen wurde wahrgenommen, dafs schon bei verhältnismäfsig geringen Belastungen bleibende Längenveränderungen eintraten.

Die Gesamt-Längenveränderungen sollen jedoch sowohl bei Zug- als bei Druckversuchen nahezu proportional den Belastungen gefunden worden sein.

Die Druckfestigkeiten der verwendeten Steine und Mörtel wurden nachstehend gefunden:

Steinart und Gröfse	Druckfestigkeit im Mittel in at	Elasticitätsmodul in at
Mörtel vom Bruchsteingewölbe, Würfel 5,5 cm	78	—
Sandstein von Purkersdorf, Würfel 8 cm	747	137000—271000
Viertelziegel	99—266	45000—162000

Melan und Neumann haben sich der mühevollen Arbeit unterzogen, die praktische Richtigkeit und Zulässigkeit der neueren, auf die elastischen Eigenschaften des Mauerwerkes gegründeten Gewölbtheorie an der Hand des Beobachtungsmateriales, insbesondere der Formänderungen, zu prüfen und die Elasticitätskoefficienten des Gewölbmateriales zu bestimmen.

Für das Bruchsteingewölbe wurde für 3 Belastungsfälle der Elasticitätsmodul $E = 67000$ at, für das Ziegelgewölbe für 3 Belastungsfälle etwa zu 28000 at, für das Stampfbetongewölbe, das der Asphaltplatten wegen nicht als eingespannter Bogen berechnet werden konnte, das vielmehr als Zweigelenkbogen in Rechnung gestellt werden mufste, wurde der den beobachteten Formänderungen entsprechende Elasticitätsmodul in 5 Belastungsfällen wenig zuverlässig von 69000 bis 406000 at gefunden; schätzungsweise wird er für kleine Belastungen auf 246000 at vermutet. Haben nun die Versuchsergebnisse auch hinsichtlich der Bestimmung der Elasticitätskoefficienten zu keinem befriedigenden Resultate geführt, so hat doch die Beobachtung der vertikalen Verschiebungen der Viertelspunkte 7^b und 7 in sämtlichen Gewölben gezeigt, dafs dieselben bis zu einem gewissen Punkte proportional der Belastungen sind; innerhalb dieser Grenze ergiebt sich der Elasticitätskoefficient

für das Bruchsteingewölbe zu . . . . 60400 at
„ „ Ziegelgewölbe zu . . . . 27800 „
„ „ Monier-Gewölbe zu . . . . 333500 „

während für das Betongewölbe 71200 oder 420800, im Mittel 246000 at gefunden wurden, je nachdem der Betonbogen als Zweigelenk- oder als eingespannter Bogen behandelt wird.

Die Proportionalitätsgrenzen ergeben sich

beim Bruchsteingewölbe bei . . . . 1,53 t/m Belastung,
„ Ziegelgewölbe „ . . . . . 1,53 „ „
„ Betonbogen „ . . . . . 2,47 „ „
„ Monier-Bogen „ . . . . . 2,46 „ „

Dagegen begann die Rifsbildung erst

beim Bruchsteingewölbe bei . . . . 2,45 t/m Belastung,
„ Ziegelgewölbe „ . . . . . 1,83 „ „
„ Betonbogen „ . . . . . 2,75 „ „
„ Monier-Bogen „ . . . . . 3,41 „ „

Wiederholte und länger dauernde Belastung erwies sich als von Einflufs auf die Gröfse der Verschiebungen.

Die ersten Risse traten auf

beim Bruchsteingewölbe bei 9^b und 9, sodann am Kämpfer 1^b und hernach am Kämpfer 1;

„ Ziegelgewölbe bei $9/10^b$ und 9/10, sonst ebenso wie zuvor;

„ Betonbogen erst bei $7/8^b$, später am Kämpfer bei 1;

„ Monier-Bogen erst am Kämpfer, dann zwischen 8/9 und $8/9^b$.

Die Risse bildeten sich in allen Fällen sonst ohne Geräusch; bei dem Fugengemäuer wurde die Adhäsion des Mörtels, beim Beton- und Monier-Bogen der Zugwiderstand des Betons zuerst überwunden. Die Risse schlossen sich bei der Entlastung der Gewölbe wieder. Im Fugengemäuer verliefen die Risse längs der Fugen, beim Beton- und Monier-Gewölbe jedoch unregelmäfsig mit Verästelungen.

Bruchstein-, Ziegel- und Monier-Bogen senkten sich beim Bruch ruhig auf das Traggerüst, der Betonbogen brach jedoch plötzlich zusammen.

Der Adhäsionswiderstand des Mörtels für Bruchstein- und Ziegelgewölbe wurde aus der der ersten Rifsbildung entsprechenden Belastung zu 6 bis 9 at, beim Beton die Zugfestigkeit zu 17 at Randspannung, beim Monier-Bogen für ideell gleichartiges Material die Rand-Zugspannung zu 40 bis 64 at berechnet.

Die Vergleichung der Proportionalitäts-, kritischen und Bruchbelastungen ergab:

Gewölbkonstruktion	Belastung für		
	Proportionalitätsgrenze t/qm	kritische (erste Rifsbildung) t/qm	Bruch t/qm
Bruchsteinbogen	1,530	2,457	3,218
Ziegelbogen	1,530	1,830	2,937
Betonbogen	2,474	2,750	3,619
Monier-Bogen	2,465	3,414	6,353

Für die Proportionalitätsgrenzen und die kritischen Lastgrenzen betragen die Zug- und Druckspannungen mit Annahme der durch die Untersuchungen gefundenen Elasticitätskoefficienten folgendes, wobei der Monier-Bogen als aus ideell gleichartigem Material bestehend gedacht wurde:

Gewölbkonstruktion	Für die Proportionalitätsgrenze					Für die kritische Belastung				
	Belastung	Randspannung				Belastung	Randspannung			
		unbelastete Seite		belastete Seite			unbelastete Seite		belastete Seite	
		Kämpfer	Gefährl. Querschn.	Gefährl. Querschn.	Kämpfer		Kämpfer	Gefährl. Querschn.	Gefährl. Querschn.	Kämpfer
	t/qm	at	at	at	at	t/qm	at	at	at	at
Bruchsteinbogen	1,53	+ 11,2	− 3,4	+ 14,2	− 5,4	2,45	+ 17,0	− 7,5	+ 20,8	− 9,4
		− 2,7	+ 15,8	− 2,3	+ 15,6		− 7,4	+ 21,9	− 6,7	+ 21,4
Ziegelbogen	1,53	+ 9,1	− 2,5	+ 15,8	− 4,7	1,83	+ 10,9	− 3,5	+ 18,0	− 5,8
		− 3,0	+ 11,0	− 5,6	+ 12,1		− 4,4	+ 12,8	− 7,0	+ 13,8
Betonbogen	2,47	−	− 13,6	+ 28,8	−	2,75	−	− 15,4	+ 31,5	−
		−	+ 26,2	− 15,0	−		−	+ 28,4	− 17,0	−
Monier-Bogen	2,46	+ 36,8	− 37,0	+ 58,4	− 30,3	3,41	+ 51,2	− 52,0	+ 78,0	− 41,7
		− 27,7	+ 49,8	− 45,5	+ 43,4		− 40,0	+ 68,4	− 63,0	+ 58,6

Die Übereinstimmung zwischen den Beobachtungen und den wichtigsten Rechnungsergebnissen gestattet den Schlufs, dafs Gewölbe der behandelten Art als elastische Bogenträger ohne Gelenke berechnet werden dürfen; dabei ist jedoch Vorbedingung, dafs

1. die Widerlager in horizontalem und vertikalem Sinne unnachgiebig sind;
2. dafs die Lehrgerüste ihre Form während des Gewölbbaues möglichst unverändert erhalten;
3. dafs gutes Wölbmaterial, insbesondere guter Mörtel, zur Verwendung gelange;
4. dafs die Ausführung der Wölbung eine sorgfältige sei;
5. dafs das Gewölbe nicht früher gelüftet werde, als bis der Mörtel die genügende Festigkeit erreicht hat, und dafs
6. die Senkung des Lehrgerüstes vorsichtig, gleichmäfsig und langsam erfolge.

II. Steinbrücken-Ausführungen ohne Gelenkeinlagen.

1. Grofse Steinbrücken in Deutschland.

Rheinhardt-Stuttgart stellte „Über die Kunst des Wölbens“[11]) wertvolle praktische Grundsätze auf, nach welchen beim Bau von Gewölben aus lagerhaften Steinen verfahren werden müsse, wenn ein elastischer Bogen hergestellt werden wolle; dieselben enthalten im wesentlichen Folgendes: Der die einzelnen Steine verbindende Mörtel mufs nicht nur die erforderliche Festigkeit haben, sondern er soll sich auch mit den Steinen untrennbar verbinden. Der Mörtel ist möglichst steif, also ohne überschüssiges Wasser zuzubereiten, wenn der höchste Härtegrad erreicht werden will; ebenso ist das Annetzen der Steine vor dem Einbringen des Mörtels unbedingt geboten, damit dem Mörtel nicht das in ihm enthaltene und zu seiner Erhärtung nötige Wasser entzogen wird.

Je rauher die Flächen der Lager- und Stofsfugen sind, desto besser haftet der Mörtel an ihnen; mit Hammer und Zweispitz ganz rauh geschaffte Fugenflächen sind daher sorgfältiger bearbeiteten Fugenflächen vorzuziehen. Die zur Verwendung kommenden Steine, sowie der Sand müssen vollständig rein sein.

Die Dicke der Fugen ist von der Höhe der Steine und von der Art und Weise der Bearbeitung der Fugen abhängig; je höher die Steine und je rauher die Fugenflächen sind, um so weiter müssen die Fugen gehalten werden. Die Verwendung dünnflüssigen Mörtels ist nicht zu empfehlen, weil derselbe nur sehr langsam erhärtet und geringe Festigkeit erlangt. Die dem Mörtel zu gebende Zusammensetzung hängt von dessen Inanspruchnahme ab; für kleinere Gewölbe, bei denen die Inanspruchnahmen 15 at nicht übersteigen, wird die Zusammensetzung von 1 Teil Portland-Cement, 1 Teil Wasserkalk oder Fettkalk und 6 Teile grober Quarzsand empfohlen, wogegen bei Druckbeanspruchungen von 45 bis 50 at und mehr, sowie bei kurzer Bauzeit der Mörtel aus 1 Teil Portland-Cement und 2 Teilen Sand zusammengesetzt werden soll.

[11]) Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 325, 339, 349.

Lfde. No.	Bezeichnung der Brücke	Baugrund	Stützweite m	Spannweite m	Pfeilhöhe m	Brückenbreite m	Baumaterial	Bauweise	Gewölbstärke im Kämpfer m	Gewölbstärke im Scheitel m	Zeit zum Wölben Tage	Ruhezeit bis zum Ausschalen Tage
1	**Wieslauf-Brücke** beim Burgbötle 1884	fester Mergel	11,5	9,0 (10,5)	2,15 (3,3)	3,6	Keuper- Sandstein	Bruchstein- Mauerwerk, Fundament Beton	0,5 (0,7)	0,3	14	4
2	**Kleinenz-Brücke** beim Schlöfschen 1885	grober Kies	13,4	10,0 (12,4)	2,1 (3,7)	3,7	Waldfind- linge aus dem Bunt- sandstein	Rauhes Quader- gewölbe auf Betonfunda- menten, schräg 30°	0,45 (0,55)	0,35	13	35
3	**Glatt-Brücke** beim Neunecker Schwahl 1885	dto.	17,2	14,3 (15,3)	2,6 (3,3)	3,7	gebrochene harte Bunt- sandsteine	dto. Fundament Beton, Spund- wände, Pfähle	0,7 (0,85)	0,35	6	16
4	**Murg-Brücke** bei Heselbach 1886	fester Granit- Felsen	35,0	30,4 (33,4)	3,55 (4,4)	3,9	Waldfind- linge aus dem Bunt- sandstein	Rauhes Quader- gewölbe, Fundament Stampfbeton	0,9 (1,0)	0,6	14	35
5	**Murg-Brücke** beim Ilgenbach 1888	Oberes Rot- liegendes	28,0	21,5 (24,0)	2,5 (3,4)	3,9	dto.	dto. Fundament Stampfbeton mit Steineinlagen	0,85 (1,0)	0,50	5½	21
6	**Enz-Brücke** bei der Kälbermuhle 1888	Aplit- Felsen	19,0	14,5 (16,0)	2,1 (2,7)	3,9	dto.	dto. Fundament Stampfbeton	0,55 (0,6)	0,35	—	—
7	**Eyach-Brücke** bei der Schottlesmuhle 1888	grober Kies	13,2	11,0 (11,8)	2,6 (3,2)	4,0	dto.	dto. Fundament Stampfbeton, schräg 37°	0,5 (0,55)	0,35	9	28
8	**Murg-Brücke** bei Huzenbach 1889	Gneis- Felsen	41,5	33,0 (35,0)	4,0 (4,7)	3,9	dto.	dto. Fundament Stampfbeton mit Steineinlagen	0,88 (0,95)	0,6	11	23
9	**Thonbach-Brücke** 1893	Granit- Felsen	11,3	10,3 (11,0)	1,65 (1,9)	4,6	dto.	Rauhes Quader- gewölbe, schräg 30°	0,5	0,35	4	14

Anmerkung. Die eingeklammerten Zahlen beziehen sich auf die Oberkante des Fundamentbetons.

Senkung des Scheitels		Gröfste Inanspruchnahme des Baumaterials				Bauzeit	Brückenbaukosten					
											auf 1 qm Brückenoberfläche	
beim Ausschalen	im ganzen	im Fundament	im Kämpfer	in der Bruchfuge	im Scheitel		Gründung und Aufbau bis zu den Kämpfern	Lehrgerüste	Aufbau über dem Kämpfer	Gesamtaufwand	für die sichtbare Spannweite	für die Stützweite
mm	mm	at	at	at	at	Monate	M.	M.	M.	M.	M.	M.
—	—	ca. 3,5	5,5	—	7,0	3	450	300	1850	2600	80	63
—	—	—	—	—	—	3	400	700	1300	2400	65	49
—	—	—	—	—	—	1 1/4	1950	650	2000	4600	87	72
25	30	19 (25)	38	—	45	3	600	1300	7900	9800	83	72
24	—	ca. 3,0	18	—	28	2 1/2	1410	984	5106	7500	90	69
—	—	—	—	—	—	—	1000	830	2770	4600	82	62
—	—	—	—	—	—	3	640	520	2480	3640	83	69
60	80	ca. 4,4	20 (40)	—	26 (52)	3	1410	1330	6760	9500	74	59
—	—	—	—	—	—	1	120	460	1520	2100	45	40

Die Gewölbsteine werden zunächst trocken versetzt, durch Holzkeile von der beabsichtigten Fugenweite — meist 25 mm — an der inneren und äufseren Leibung in der richtigen Lage erhalten; hierauf sollen die Lehrgerüste durch Anziehen der unter denselben gelagerten Keile erforderlichenfalls wieder soweit gehoben werden, dafs die Bögen die beabsichtigte Form neben derjenigen Überhöhung erhalten, um welche sich beim Ausschalen des Gewölbes das letztere senken kann.

Der thunlichst trocken zu haltende Mörtel wird, wenn die Gewölbsteine versetzt sind, mit schmalen eisernen Stämpfeln in die Fugen satt eingestofsen; in jeder Gewölbhälfte werden anfänglich 2 Steinschichten zunächst den Kämpfern ausgelassen und durch kurze Verspannungsdielen ersetzt; erst nach Schlufs des Gewölbes werden diese Schichten eingebracht.

Das Gewölbe wird nach seiner Fertigstellung zur Verhütung von Haarrissen und von Auswaschungen des Mörtels mit Reisig und Moos überdeckt, auch erforderlichenfalls an trockenen Tagen mehrmals angenetzt.

Die Holzklötzchen an der inneren und äufseren Leibung werden nach dem Einbringen des Mörtels herausgenommen oder herausgehauen und durch Mörtel ersetzt.

Das Ausschalen kann in der Regel nach 3 Wochen durch Lösen der Keile erfolgen. Der Verwendung von eisernen Gelenken, Bleiplatten u. dergl., welche angeblich eine richtige Druckverteilung im Gewölbe bewirken sollen, ist Rheinhardt ebenso wenig zugethan wie dem Gebrauch von Sandtöpfen beim Ausschalen der Brücken. Nach den vorstehenden Grundsätzen hat Rheinhardt eine Reihe von Wegebrücken für die württembergische Staats-Forstverwaltung ausgeführt, welche sich durch Kühnheit und sparsame Anlage auszeichnen.

Die Berechnung der Brücken erfolgte nach „Tolkmitt, Zeitschr. f. Bauw. 1885"; meist sind Fuhrwerkslasten von 10 t Gesamtgewicht bei 3 m Achsentfernung der Berechnung zu Grunde gelegt worden.

Die Tabelle S. 22 u. 23 giebt eine Übersicht über die wichtigsten Abmessungen der Brücken, die dabei stattfindende Inanspruchnahme des Baumateriales, die Senkungen und die erforderlichen Aufwendungen.

Die Figuren auf Taf. I, No. 24 bis 42 geben Darstellungen der wichtigsten dieser Brücken, welche in den Jahren 1884 bis 1893 zur Ausführung gelangt sind.

Eisenbahnbrücke über den Main für die Lokalbahn von Kitzingen nach Gerolzhofen, von Hofmann[12]), Taf. III, Fig. 1 bis 4. Die 210 m lange Brücke ist ein Bauwerk, das von der erfolgreichen Handhabung der neueren Mauertechnik in der Herstellung steinerner Brücken rühmliches Zeugnis ablegt. Die Brücke liegt in 2,5‰ Gefälle, sie ist einspurig und für einen gröfsten Raddruck von 7 t, sowie für einen Zug von dreiachsigen, 7 m langen Lokomotiven von 36 t Dienstgewicht berechnet (mit 1,68 t für das qm Brückenoberfläche). Die Brücke hat 6 Öffnungen von 25,366 m bis 36,532 m Lichtweite erhalten; die Breite in Gleishöhe beträgt 4,2 m. Die beiderseitigen verlorenen Widerlager greifen in die anschliefsenden Dämme hinein, sämtliche Pfeiler sind auf die plattenförmigen Felsschichten des Hauptmuschelkalkes gegründet worden.

Pfeiler. Die Zwischenpfeiler haben in Kämpferhöhe 3 m bis 3,15 m Dicke bei 3,8 m Länge und $^1/_{20}$ Anlauf; die beiderseitigen Vorköpfe zeigen Schneiden. Die gröfste Pressung des Baugrundes unter den Zwischenpfeilern erreicht 6,3 at, wogegen die gröfste Druckspannung in den Pfeilern 13,2 at beträgt. In den verlorenen Widerlagern, die

---

[12]) Deutsche Bauz. 1894, S. 308, mit Abb.

als Fortsetzungen der Gewölbbögen unter Berücksichtigung des Erddruckes entworfen wurden, steigt die Pressung des Fundamentes auf 7,3 at, im Mauerwerk selbst dagegen treten Zugspannungen bis zu 3,2 at und Druckspannungen bis zu 15 at auf.

Hauptbögen. Die 4 Hauptbögen sind derart angeordnet worden, dafs die Kämpferlinien auf die Höhe des 1845er Hochwassers zu liegen kommen, und dafs die Aufsenleibungen der Bögen bis 0,5 m unter die Bahnebene reichen. Für die Bemessung der Stärke der Bögen sollte eine gröfste Druckbeanspruchung des Gewölbmauerwerkes von 27 at mafsgebend sein, wogegen Zugspannungen ausgeschlossen waren; die 5 Bögen gleicher Form erhielten hiernach die gleiche Scheitelstärke von 1 m. Die Form der Bögen wurde durch Versuche aus den Druckmittellinien bestimmt; sie mufste der Bedingung entsprechen, dafs die für die ungünstigsten Belastungsfälle möglichen Stützlinien sämtlich noch im Kern, d. h. im inneren Drittel des Bogens verliefen; der erste einseitige Bogen wurde besonders entworfen und teils mit Rücksicht auf das Aussehen der Brücke, teils behufs Vergröfserung des Bogenschubes gegen die Nachbaröffnung etwas stärker als unbedingt nötig gehalten; die Scheitelstärke dieses Bogens beträgt 0,8 m.

Die Innenleibungen sämtlicher Bögen sind Korbbögen aus mehreren einseitig verteilten Mittelpunkten; die Linie der Aufsenleibungen wurde dadurch festgelegt, dafs der Aufrifs der Fugenlänge überall gleich grofs wurde. Im Gewölbmauerwerk der Brückenbögen sind behufs der Verstärkung des seitlichen Zusammenhanges eiserne Schlaudern angeordnet worden. Als gröfste Druckbeanspruchung des Gewölbmauerwerkes wurde in den Hauptbögen im Scheitel 12,7 at, im Kämpfer (30° über Horizont) 27,1 at und in der Bruchfuge 25,2 at ermittelt.

Sparbögen. Die geringe Breite der Brücke bei verhältnismäfsig grofser Höhe der Bögen gab Veranlassung zur Auflösung des Stirnmauerwerkes der Brücke in eine Bogenstellung. Die Weite der senkrecht zur Brückenstirne gestellten Sparbögen wurde nach einigen vergleichenden Untersuchungen auf 2 m festgesetzt; die ebenfalls in steiler Korbbogenform entworfenen Sparbögen erfahren bei einer Scheitelstärke von 0,3 m nur eine unbedeutende Beanspruchung; ihr Rücken liegt indessen wegen der geringen Bogenstärke 0,3 m tiefer als jener der Hauptbögen. Die Pfeiler der Sparbögen sind je nach ihrer Höhe 0,6 bis 0,9 m dick und mit $^1/_{100}$ Anlauf versehen. Die gröfste Beanspruchung des Mauerwerkes dieser Pfeiler beträgt 2,7 at Zug und 8,3 at Druck.

Fahrbahntafel. Über den Sparbögen und dem höher gelegenen Teile der Hauptbögen sind die Stirnen der Brücke mit Stützmauern abgeschlossen, welche mit 20 cm auskragenden Steinplatten abgedeckt sind; leichte Geländer aus Winkeleisen begrenzen die 4,2 m breite Brückenoberfläche; über den Hauptpfeilern ist die Brückenbreite mittels Kragsteinen auf 4,6 m erbreitert, um den auf der Brücke befindlichen Menschen beim Übergang eines Zuges einen sicheren Standort zu verschaffen.

Die unter der Fahrbahn liegenden Gewölbflächen, sowie die anschliefsenden Rückseiten der Stirnmauern sind mit Cementmörtel abgeglättet und mit Asphaltfilzplatten belegt. An den tiefsten Stellen der wasserabführenden Schichten sind Schächte mit Wasserableitungsröhren angebracht. Der Raum über dem Asphaltbelag ist mit Mainkies ausgefüllt.

Gründung. Spundwände waren nur an den Gründungen im fliefsenden Wasser am 2. und 5. Pfeiler notwendig, im übrigen bot die Gründung keinerlei Schwierigkeit.

Baumaterial. Der weitaus gröfste Teil des sämtlichen Mauerwerkes besteht aus Muschelkalksteinen, die in der Nähe der Baustelle gewonnen wurden; die Sockel-

schichten, die Pfeilervorköpfe, die Stirnen der Bögen, die Deckplatten und einige sonstige wichtigere Bauteile wurden aus Trigonodus-Muschelkalk von Winterhausen, der in beliebig grofsen Stücken erhältlich ist und sich gut bearbeiten läfst, hergestellt.

Das Mauerwerk der Brücke ist im grofsen Ganzen als Bruchsteinmauerwerk behandelt worden, nur die sichtbaren Flächen der Trigonodussteine sind rauh bossiert oder gespitzt, das Mauerwerk aus gewöhnlichen Kalksteinen ist dagegen mit dem Hammer gerichtet worden.

Zum Mörtel wurde Mannheimer Portland-Cement und Weifskalk aus der Umgebung der Baustelle nebst Mainsand verwendet, für gewöhnliches Mauerwerk im Verhältnis 1 : 1 : 5 bis 6, für Gewölbe 1 : $^1/_4$: 3. Der Mörtel wurde in gewöhnlichen Pfannen von Hand gemischt. Besondere Sorgfalt wurde darauf verwendet, das rasche Trocknen des frischen Mörtels durch aufgelegte feuchte Tücher zu verhindern. Der verwendete Portland-Cement wurde periodisch geprüft, 28 Tage alte Probekörper aus Mörtel von 1 : 1 : 5 bezw. 1 : $^1/_4$: 3 haben hierbei durchschnittlich Zugfestigkeiten von 4,6 und 13,4 at ergeben.

Gerüste. Die Pfeiler wurden von festen, bis zur Kämpferhöhe reichenden Gerüsten aus hergestellt. Die Lehrgerüste der Hauptbögen bestanden aus 3 Bindern, die auf 6 bis 7 Reihen eingerammter Pfähle mittels eiserner Hebeschrauben ruhten. Der Untergurt der Lehrbögen bestand aus I-Eisen, alles übrige aus weichem Holz; an den Stöfsen von Hirnholz mit Langholz waren eiserne Schuhe angebracht. Die nach dem Dreiecksystem zusammengesetzten Lehrbögen trugen zunächst die Kranzhölzer, auf welchen die Bretterschalung nach der Längsrichtung der Brücke aufgebracht war. In Abständen von 4 bis 6 m waren auf den Lehrbögen sogenannte künstliche Widerlager aufgebracht, sodafs an den Gewölben gleichzeitig in 5 bis 7 Gruppen gearbeitet und von einer dem Wölben vorausgehenden Belastung der Lehrgerüste abgesehen werden konnte.

Baubetrieb. Die Arbeiten wurden am 17. August 1891 begonnen und am Schlusse des Jahres wegen Frost eingestellt; in dieser Zeit wurde der zweite, dritte, vierte und fünfte Pfeiler bis zum Kämpfer aufgemauert.

Der Wasserzudrang ist in den sämtlichen Baugruben mit einer Centrifugalpumpe von 25 cm Saugrohrweite bewältigt worden; das Mauerwerk wurde auf freigelegte stärkere Steinbänke aufgesetzt. In der Baugrube des dritten Pfeilers stiefs man auf eine etwa 1 m breite Verwerfungsspalte, die mit Beton ausgefüllt wurde. Während des Winters 1891/92 wurden die Lehrgerüste der Hauptbögen abgebunden und die Arbeiten am 21. März 1892 wieder aufgenommen.

Nachdem sämtliche Lehrbögen standen, wurde der 6. Bogen eingewölbt und es folgten sich nun die Arbeiten gegen das rechte Widerlager zu in der Weise fortschreitend, dafs bald nach Schlufs eines Bogens auch die Sparbögen, des raschen Fortganges des Baues wegen, aufgemauert wurden. Die Ausrüstung der Bögen erfolgte gleichfalls von links nach rechts fortschreitend, nachdem der sechste Bogen 67 Tage, der fünfte 63, der vierte 54, der dritte 41, der zweite 45 und der erste Bogen 24 Tage geschlossen auf dem Lehrgerüst geruht hatte.

Die Ausrüstung geschah ohne Zwischenfall durch langsames gleichmäfsiges Nachlassen der Schrauben; die Scheitelsenkungen betrugen hierbei von rechts nach links 10, 8, 10, 11, 3 und 0 mm. Eine Senkung der Widerlager und Pfeiler trat nicht ein; die Sparbögen öffneten sich über den Pfeilern im Scheitel, die Risse wurden sorgfältig mit Cementmörtel ausgegossen.

Am 22. Oktober 1892 war die Brücke fertig und fahrbar. Infolge der Temperaturschwankungen pflegen sich im strengen Winter die obengenannten Risse der Sparbögen über den Pfeilern bis auf 4 mm Weite zu öffnen; bei steigender Temperatur schliefsen sie sich wieder vollständig; die Risse sind oberhalb sorgfältig mit Blech abgedeckt worden und im übrigen unschädlich.

Baukosten. Die Gesamtkosten der Brücke betrugen 153000 M., wovon auf die Lehrbögen der Hauptgerüste allein 36000 M. entfallen; die Brücke enthält 3063 cbm Mauerwerk, wovon das cbm einschliefslich der Rüstungen und aller Nebenarbeiten auf etwa 38 M. zu stehen kommt. Das laufende Meter der Brücke kostet 727 M., das qm der Grundrifsfläche zwischen den beiden Widerlagern kommt auf nur 173 M.

Die Brücke verbindet mit dem Eindruck voller Stabilität ein leichtes, beinahe zierliches Aussehen und ist als ein hervorragendes Beispiel einer wohlgelungenen billigen Steinbrücke von grofsen Dimensionen zu betrachten.

Von den in Deutschland im Laufe der letzten 10 Jahre gebauten Steinbrücken, bei welchen die Gewölbmauerung in einzelnen Stücken und der Gewölbschlufs an einer gröfseren Zahl offen gebliebener Stellen gleichzeitig erfolgte, mögen weiter nachstehende Bauten erwähnt werden.

Die Mauritius-Brücke in Breslau[13]), eine Strafsenbrücke, führt auf 3 Bögen von je 13,80 m Spannweite über die Ohle; die Gewölbdicke im Scheitel beträgt 0,51 m, in den Kämpfern 0,78 m. Die Brückenpfeiler wurden auf Beton zwischen Spundwänden gegründet und in Granitbruchsteinen aufgemauert; die Gewölbe bestehen aus Klinkermauerwerk in Cementmörtel; jedes Gewölbe wurde an 4 Stellen begonnen und an 5 Stellen geschlossen. In einer Woche war die Mauerung vollendet, nach 3 Wochen erfolgte die Ausschalung, die keine mefsbaren Senkungen ergab.

Die neue „Lange Brücke" in Potsdam[14]), gleichfalls eine Strafsenbrücke, überschreitet zwei Arme der Havel mit 3 Gewölben von je 11,3 m und mit 2 Gewölben von je 18 m Spannweite; die Bögen sind nach Korbbogenlinien geformt; die Breite der Brücke beträgt 18 m. Die Mittelpfeiler sind an der ersten Bogengruppe 2 m, an der zweiten 3 m dick. Die Pfeiler wurden teils auf Pfähle, teils auf Betonklötze gegründet. Die Gewölbe sind aus Klinkermauerwerk in Cementmörtel ausgeführt und nur die Stirnen derselben mit Sandsteinquadern verkleidet worden.

Die Stirnquader wurden trocken auf eingelegte Bleistreifen versetzt und die Fugen erst mit Cementmörtel ausgegossen, als der in die Werksteinverkleidung eingreifende Klinkerring vollendet war; auch sollen in der Sandsteinverkleidung in provisorischer Weise Gelenke aus eisernen Röhren angebracht gewesen sein, welche beseitigt und durch Cementmörtel ersetzt worden sind, als die Schlufsschichten eingefügt wurden. In den Bruchfugen der Backsteingewölbe sind Schlitze offen geblieben, welche erst beim Gewölbschlufs gleichzeitig geschlossen wurden.

Die gröfsten Inanspruchnahmen sind in den Gewölben auf 12,7 at, in den Strompfeilern auf 7 at, für einen 35 cm starken Rostpfahl auf 31,9 t berechnet worden; die Rostpfähle wurden erst mit 6 at Überdruck mittels Wasserspülung 6 m tief abgesenkt und nur die letzten 3 m eingerammt. Die Lehrgerüste zeigten unmittelbare Unterstützung der Kranzbohlen ohne Sprengwerke; sie ruhen auf Sandtöpfen. Das Ausschalen der Gewölbe erfolgte nach 3½ Wochen.

Beim Neubau der Kaiser Wilhelms-Brücke über die Spree in Berlin[15]) haben die 8,2 m, 22,2 m und 8,2 m weiten Bogenöffnungen Korbbogenform erhalten; sie bestehen ganz aus Werksteinen. Die Bruchfugen sind zunächst nur in ihrem unteren Drittel mit Mörtel vergossen und erst nach dem Ausschalen vollständig ausgefüllt worden.

An der Strafsenbrücke über die Norder-Elbe bei Hamburg[16]) von Gleim und Engels sind die Flutöffnungen als Korbbögen geformt; sie haben 21,30 m lichte Weite bei 3,20 m Pfeilhöhe und bestehen in der Hauptsache aus Klinkern von 800 at Druckfestigkeit, die in Cementmörtel im Mischungsverhältnis 1 : 1 vermauert wurden; die Stirnen der Gewölbe sind mit Basaltlava verkleidet worden.

---

[13]) Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 243.

[14]) Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 107, mit Abb.

[15]) Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 97, mit Abb. und „Berlin und seine Bauten".

[16]) Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 219, mit Abb.

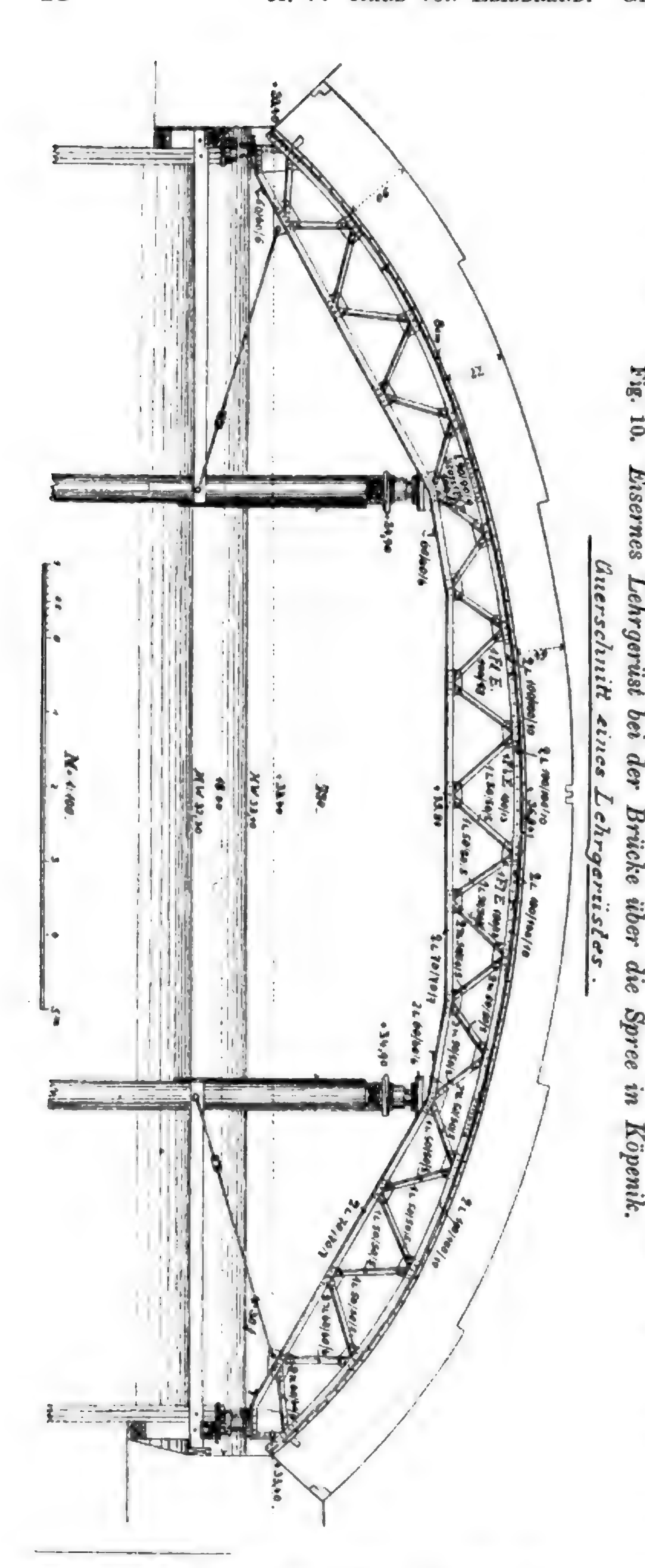


Fig. 10. *Eisernes Lehrgerüst bei der Brücke über die Spree in Köpenik.*
Querschnitt eines Lehrgerüstes.

Die Gewölbstärken betragen bei der Strafsenbrücke 0,82 m bis 0,94 m, bei der Eisenbahnbrücke 1,06 m bis 1,30 m vom Scheitel bis zu den Kämpfern; die Inanspruchnahme ist hierbei nach der Theorie des elastischen eingespannten Bogens auf 18 **at** berechnet worden. Die Lehrgerüste wurden nach dem Radialsystem gebaut und auf Hebeschrauben von 10 **t** Tragfähigkeit gestellt; die beiden verwendeten 5 cm starken Kranzbohlen sind unmittelbar nebeneinander in die Mitte der Tragpfosten eingelegt worden. An den Kämpfern blieben Schlitze offen, welche gleichzeitig mit dem Scheitel geschlossen wurden. Die Scheitelsenkungen betrugen am Lehrgerüste beim Aufbringen des Wölbmaterials 25 mm, während des Wölbens weitere 8 mm und bei der Ausschalung traten noch 3 mm hinzu.

Die Gewölbte Brücke in Köpenik[17]) besteht aus 2 Gruppen mit je 3 Öffnungen von 18 m Weite und 3,40 m Pfeilhöhe; die Gewölbdicke beträgt im Scheitel 0,64 m, in den Kämpfern 0,90 m; die Gewölbe bestehen aus Klinkern, welche in Cementmörtel im Verhältnis 1 Cement zu 3 Sand vermauert wurden. Das Wölben geschah in 2 verzahnten Ringen, in allen 3 Öffnungen von den Kämpfern gleichmäfsig gegen die Scheitel vorgehend, nachdem die Lehrbögen zuvor mit Ziegelsteinen belastet worden waren; in den Kämpfern und Scheiteln blieben kleine Aussparungen offen, welche zuletzt gleichzeitig geschlossen worden sind. Die Übermauerung der Gewölbe erfolgte in den Zwickeln mittels eines vollen Körpers aus Sparbeton. Die Lehrgerüste mufsten mit Rücksicht auf die Schiffahrt hoch gelegt und in Eisen ausgeführt werden (Fig. 10).

Die Gebinde liegen in 1,80 m Abstand; sie sind durch Winkel- und Flacheisen unter sich verbunden; auf sie kommen 8 cm starke Bohlen zu liegen. Die Lehrbögen ruhen auf Sandtöpfen, sie sind derart gebaut, dafs sie durch Lösen einzelner Nieten in 3 Teile zerlegt werden können; das Gewicht eines Binders betrug 1,340 **t**. Schon 36 Stunden nach dem Gewölbschlufs wurden die Mittelstützen des Lehrgerüstes um 4 bis 5 cm gesenkt und nach weiteren 24 Stunden das ganze Gewölbe ausgeschalt. Die Gründung der

[17]) Zeitschr. f. Bauw. 1892, S. 355, mit Abb.

Brücke geschah auf Pfahlrost. Die Kosten des Brückenbaues haben für das qm Brückenoberfläche nur 108 und 126 M. für die beiden Gruppen betragen.

An der Lokalbahn Kempfen-Pfronten ist 1894/95 eine Bruchsteinmauerwerks-Brücke über das Wertach-Thal bei Nesselwang (Bayern) gebaut worden; Fundament und der Kern der Pfeiler wurde aus Beton im Verhältnis 1 : 3 : 7 bis 6 hergestellt, die sichtbaren Flächen mit Bruchsteinen verkleidet; die Brücke hat 6 Korbbögen von 7,4 m bis 27,5 m Lichtweite, 27 m gröfste Höhe, 3,6 m obere Breite und eine S-förmige Grundform; die Schlufssteinstärke beträgt 0,8 m, die Pfeilerdicke 4 m. Die geometrische Mittellinie der Gewölbe entspricht der Vollbelastung mit 1,44 t/qm Verkehrslast; bei einseitiger Belastung beträgt der gröfste Druck in dem aus hartem Sandstein bestehenden Bruchsteingewölbe, das mit Mörtel im Verhältnis 1 Cement zu 1 Kalk zu 5 Sand gemauert wurde, 18,4 at. Die Pfeiler sind höchstens mit 12,7 at Druck beansprucht, die Felsfundamente mit 11,2 at, die Mergelfundamente mit 7 at; der Winddruck wurde mit 0,2 t/qm, die Wirkung der Centrifugalkraft der in 180 m Radius fahrenden Züge zu 4% der Verkehrslast in Rechnung genommen. Sparöffnungen von 2,8 m Weite sollen die Temperaturbewegungen dadurch erleichtern, dafs die Gewölbe des ersteren von den Hauptgewölben der Brückenbögen durch Teerpappeneinlagen isoliert wurden, und dafs aufserdem hohe Aussparungen im Innern der Brücke über den Pfeilern verblieben.

Die Lehrgerüste ruhten teils auf Pfählen, teils auf gemauerten Pfeilern; eiserne Hebegeschirre ermöglichten das Ablassen der Lehrbögen. Das Mauern der Gewölbe geschah von 6 Angriffspunkten aus. Nach 4 Wochen wurde ausgerüstet und die Scheitelsenkung erreichte hierbei nicht mehr als 13 mm. Die Abdeckung des mit 0,80 m hoher Überschüttung versehenen Gewölbes erfolgte mit Asphaltfilzplatten auf Cementmörtelbezug. Die Kosten des Bauwerkes haben 155000 M. betragen.

Als Beispiele von Brücken mit besonders reicher Ausstattung, teils nach der Wahl des Baumateriales, teils nach ihrem architektonischen und künstlerischen Schmucke mögen folgende Bauwerke Berlins Erwähnung finden[18]):

Die Kaiser Wilhelms-Brücke, 1886/89 erbaut, 1 Mittelöffnung von 22,20 m und 0,80 m Gewölbedicke im Scheitel und 2 Seitenöffnungen von je 8,20 m Weite, nach Korbbögen geformt, 26 m breit, 1292300 M. Aufwand; ferner

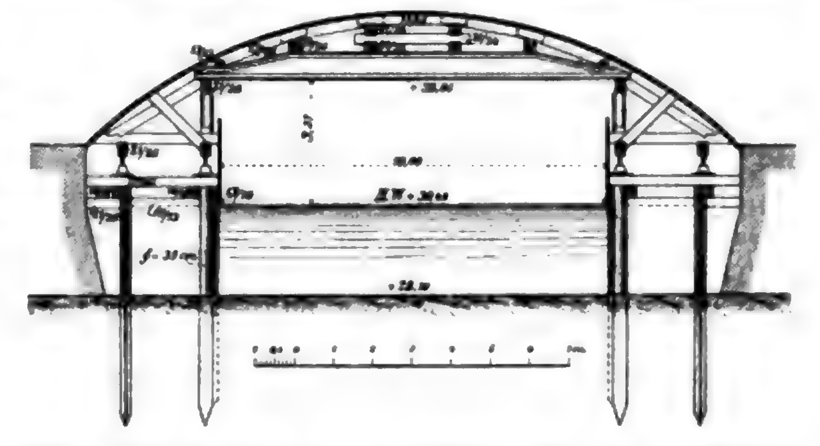
die Herkules-Brücke, 1889/91 erbaut, 1 Stichbogenöffnung von 23,36 m Lichtweite, Pfeilhöhe 1/8, 0,85 m Scheitel- und 1,16 m Kämpferdicke, 27,20 m breit, 337000 M. Aufwand;

die Moltke-Brücke, 1888/91 erbaut, 3 Korbbögen von je 17 m Lichtweite, 3,91 m Durchfahrtshöhe, 0,90 m Scheitel- und 1,30 m Kämpferdicke, 26 m breit, 1190000 M. Aufwand;

die Friedrichs-Brücke, 1892/93 erbaut, 3 Stichbögen von je 17 m Weite und 4,75 m Durchfahrtshöhe, 0,51 m Scheitel- und 0,90 m Kämpferdicke, 26 m breit, 612000 M. Aufwand;

die Luther-Brücke, 1891/92 erbaut, 3 Stichbogenöffnungen von 16,3 m, 17 m und 16,3 m Weite, 1/8 Pfeilhöhe, 3,53 m Durchfahrtshöhe, 0,64 m Scheitel- und 1,03 m Kämpferdicke; hierbei wurden die Lehrgerüste in ihrem mittleren Teile aus Eisen hergestellt, 561000 M. Aufwand;

Fig. 11. *Lehrgerüst der Luther-Brücke in Berlin.*



die Waisen-Brücke, 1893/94 erbaut, 3 Stichbögen von 18,5 m, 20 m und 18,5 m Weite, 1/8 Pfeil- und 4 m Durchfahrtshöhe, 20,38 m Breite, 0,51 m Scheitel- und 1,16 m Kämpferdicke, 468000 M. Aufwand;

die Moabiter Brücke, 1893/96 erbaut, 3 Stichbögen zu 16,30 m bis 17 m, mit 4,75 m lichter Durchfahrtshöhe, 19 m breit, 0,60 m Scheitel- und 1,16 m Kämpferdicke, 393000 M. Aufwand;

[18]) „Berlin und seine Bauten“ 1896, und Katalog der Ausstellung der Stadt Berlin 1896.

die Von der Heydt-Brücke, 1894/95 erbaut, 1 Stichbogen 20 m weit, 3,4 m Durchfahrtshöhe, 16,1 m breit, 0,50 m Scheitel- und 0,80 m Kämpferdicke, 312 000 M. Aufwand; endlich die

Oberbaum-Brücke, 1894/96 erbaut, mit 7 Durchflufsöffnungen bis zu 22 m Weite, zusammen 107 m Durchflufsweite, 4 m Durchfahrtshöhe, 27,6 m breit, mit 7,5 m breitem Arkadengang zur Überführung einer elektrischen Hochbahn; 1 643 000 M. Aufwand.

---

2. Grofse Steinbrücken in Frankreich.

Das schon 1878 von Houselle vorgeschlagene Verfahren des Wölbens von Brücken[19]), bei welchen an denjenigen Stellen, an welchen beim Ausschalen die Neigung zur Bildung von Rissen besteht, Teile des Gewölbes offen gelassen und erst beim Schlufs des Gewölbes ausgemauert werden, hat ebenso wie die Ausführung der Gewölbe von mehreren Stellen und das gleichzeitige Schliefsen des Gewölbes an letzteren seit dem Bau der Brücke über den Drac bei Claix 1874 und der Ausführung der Wäldlitobel-Brücke an der Arlbergbahn 1884/85 vielfache Anwendung und in Frankreich eine sehr bemerkenswerte weitere Ausbildung insbesondere dadurch erfahren, dafs die erwähnten Aussparungen über den Angriffspunkten der Stützen und Streben der Lehrgerüste unter den Bogenhölzern angeordnet wurden; der unvermeidlichen Durchbiegung der letzteren beim Aufbringen des Gewölbmauerwerkes und der hierdurch hervorgerufenen Neigung zum Entstehen von Zugspannungen und Rissen über den Stützen wird hierdurch in wirkungsvoller Weise begegnet, ohne dafs das Wölben selbst in erheblicher Weise erschwert und verteuert würde. Im Folgenden werden einige hervorragende Beispiele solcher Brücken eingehend dargestellt:

Brücken von Castelet, Lavaur und Antoinette[20]), Taf. II, Fig. 21 bis 28. Dieselben wurden 1882 bis 1884 ausgeführt. Die Brücke von Castelet hat 41,20 m Spannweite und übersetzt die Ariège bei Ax an der Linie von Tarascon nach Ax; die 61,50 m weite Brücke von Lavaur überspannt den Agoût; die Antoinette-Brücke liegt bei Vielmur an der Linie Montauban-Castres.

Sämtliche drei Brücken sind mit verlorenen Widerlagern angelegt worden. Die Stirnen der Brücken haben bei Castelet $^1/_{30}$, bei den beiden anderen Bauwerken $^1/_{25}$ Anlauf erhalten, wodurch sich die Gewölbe vom Scheitel gegen die beiden Kämpfer wesentlich erbreiterten.

Über den grofsen Gewölben sind sichtbare halbkreisförmige Entlastungsgewölbe, bei der Brücke von Lavaur von 4,5 m, bei den beiden anderen Brücken von 4 m Weite aufgebaut worden.

Die wichtigsten Abmessungen der drei Brücken sind in nachstehender Zusammenstellung ersichtlich:

	Castelet m	Antoinette m	Lavaur m
Gesamtlänge	66,4	89,2	123,5
Spannweite des Hauptbogens	41,20	50,00	61,50
Pfeilhöhe bis zur Fundamentfläche	14,00	15,90	27,50

---

[19]) Deutsche Bauz. 1878, S. 509.

[20]) M. Sejourné, Brücken von Castelet, Lavaur und Antoinette. Ann. des ponts et chaussées 1886 II, S. 409, mit Abb.

	Castelet	Antoinette	Lavaur
	m	m	m
Pfeil- und Spannweite-Verhältnis	1:2,94	1:3,14	1:2,24
Sichtbarer Wölbungshalbmesser	22,20	31,00	31,20
Gewölbdicke im Scheitel	1,25	1,50	1,65
„ in der sogenannten Bruchfuge (30°) .	2,25	2,28	2,81
„ in der Fundamentfläche	$\frac{2,61}{2,43}$	$\frac{8,05}{5,85}$	8,39
Brückenbreite zwischen den Brüstungen	5,65	4,50	4,50
„ zwischen den Stirnen im Scheitel .	6,28	4,94	4,80
Entlastungsgewölbe, Weite	4,00	4,00	4,50
„ Dicke im Scheitel	0,40	0,47	0,45
„ Dicke im Kämpfer	0,80	0,96	1,10

Die Bögen sind aus hammerrecht bearbeiteten Bruchsteinen, alles sichtbare Mauerwerk aus gespitzten Bruchsteinen, teils Granit, teils oolithischer Kalkstein, Gesimse und Brüstungen aus Granit-Hausteinen hergestellt. Die grofsen Bögen wurden in Cementmörtel (650 **kg** Cement auf 1 cbm Sand) ausgeführt, im übrigen kam in der Hauptsache nur Kalkmörtel (330 **kg** Cement auf 1 cbm Sand) zur Verwendung.

Die gröfsten Beanspruchungen im Scheitel wurden folgendermafsen berechnet:

	Castelet	Lavaur	Antoinette
	at	at	at
beim Ausschalen	10	16	10
nach der Vollendung durch Eigengewicht .	15	18	18
„ „ „ durch gröfste Einzellast	20	23	30

Unabhängig von den Lehrgerüsten hat jede der drei grofsen Brücken die Herstellung einer Arbeitsbrücke nötig gemacht, welche Laufkranen trugen; dieselben erforderten:

	Castelet	Lavaur	Antoinette
an Holz	154 cbm	212 cbm	96 cbm
„ Eisen	2,2 t	2,8 t	1,2 t
„ Aufwand ohne Transportmittel	9760 M.	4880 M.	10640 M.

Die Lehrgerüste ruhten auf Pfahljochen, die teils eingerammt, teils in gebohrten Löchern eingestellt wurden; die Lehrbögen, welche bei Castelet und Lavaur 1,50 m, bei Antoinette nur 1,40 m voneinander abstehen, sind als Sprengwerke mit ungewöhnlicher Sorgfalt gebaut worden, teils in einer, teils in zwei Etagen; am Stofs und der gegenseitigen Verbindung und Verlaschung der Hölzer sind neben sorgfältigem Zusammenarbeiten aufgeschraubte eiserne Blechlaschen von 5,7 mm Dicke zur Verwendung gelangt. Aufser einer kräftigen Verstrebung der Lehrbögen durch Windkreuze sind dieselben noch durch Drahtkabel an die Ufer verankert worden. Die Lehrgerüste ruhten auf Sandtöpfen von 30 cm Durchmesser und Höhe; sie waren gegen das Eindringen von Feuchtigkeit durch Kästen mit Gipsfüllung geschützt. In den Stöfsen der Hölzer wurden 1 mm dicke Zinkbleche eingelegt. Auf den Lehrbögen ruhten Kanthölzer von 10/14 cm, welche bei der Brücke von Lavaur im Scheitel in 21 cm, am Kämpfer in 45 cm Abstand von Mitte zu Mitte lagen und über welche eine 25 mm dicke Brettertäferung gestreckt wurde. Die Lehrgerüste haben erfordert bei:

	Castelet	Lavaur	Antoinette
an Holz	324 cbm	186 cbm	207 cbm
„ Gesamtaufwand	30400 M.	25800 M.	24000 M.

Für fächerförmig gebaute oder gesprengte Lehrgerüste, wie sie insbesondere bei Viadukten üblich sind, wird auf Grund der zahlenmäfsigen und graphischen Untersuchung einer Reihe von Ausführungen der Holzbedarf angegeben durch die Formel:

$$K = 0{,}04 + 0{,}12\,A,$$

worin K in cbm den Holzbedarf für das qm der Wölbung, A die Spannweite in m bezeichnet; die Formel hat jedoch nur für Spannweiten über 4 m Giltigkeit.

Für Lehrgerüste auf Pfahlreihen dagegen soll sich der Holzbedarf für die Rüstung, die Pfahljoche eingeschlossen, erhöhen auf

$$K = 0{,}06 + 0{,}10\,A.$$

Es liegt nahe, dafs derartige Aufstellungen nur mit Vorsicht und unter entsprechender Würdigung der lokalen Verhältnisse benutzt werden können.

Die Lehrgerüste der Brücke von Castelet sind um 7 cm überhöht worden, bei den anderen Brücken hat man von jeder Überhöhung abgesehen, weil es praktisch ohne alle Bedeutung schien, ob der Brückenscheitel etwas höher oder tiefer zu liegen kommt.

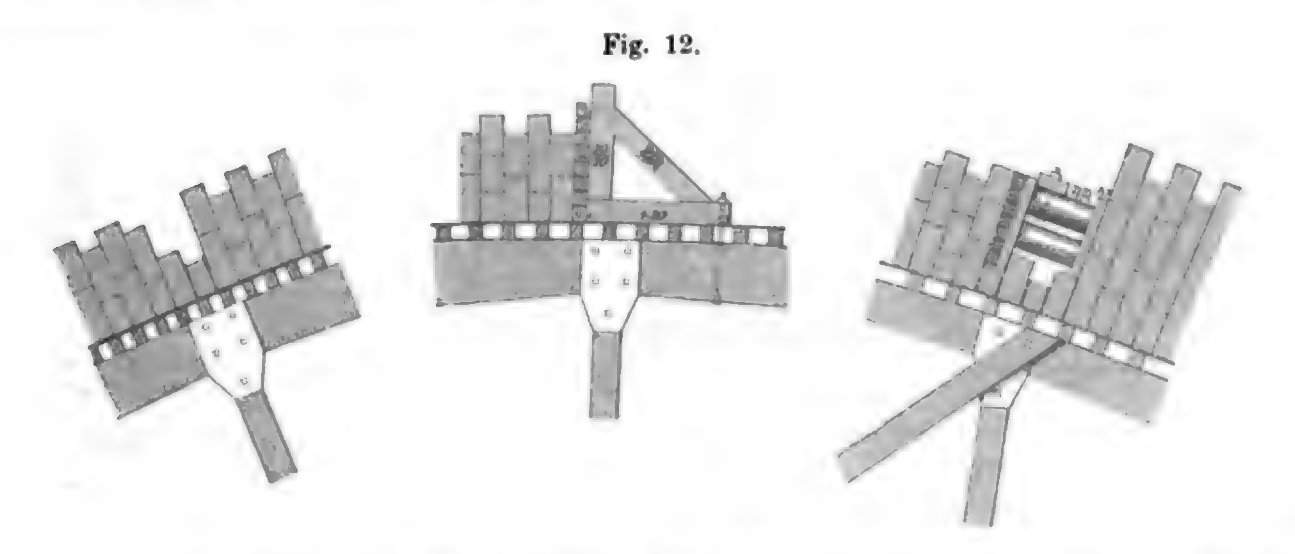
Die Fugendicke der Mauerung der Bögen betrug bei der Brücke von Castelet 2 cm, bei Lavaur 1,5 cm, bei Antoinette nur 1,2 cm; zur Sicherung derselben wurden in alle Fugen Leisten von Tannenholz eingelegt von 4 cm Breite und einer etwas geringeren Dicke, als für die fertige Fuge vorgesehen war; die Holzleisten sind nach dem Einbringen des Cementmörtels wieder ausgezogen worden.

Die Fugen des Gewölbes wurden mit dem pulverförmigen, möglichst trockenen Cementmörtel satt ausgestampft, erst mit eisernen und hernach mit eichenen Stöfseln und zwar so lange, bis sich an der Oberfläche des Mörtels Wasser zu zeigen begann.

Während bis zu einer Fugenneigung von etwa 30° gegen die Horizontale Fundamente und Gewölbe in gewöhnlicher Weise schichtenförmig und annähernd winkelrecht zur inneren Leibung aufgemauert wurden, so begann von da ab das Wölben mit besonderer Vorsicht; erst wurden hier einige Schichten trocken versetzt und zwar derart, dafs in der inneren Leibung Bleistreifen von 5 cm Breite und der gewünschten Fugendicke eingelegt wurden, während an der äufseren Leibung eichene Keile in die Fugen eingesteckt worden sind; alsdann begann die Mauerung und zwar erst auf eine Höhe von etwa 10 bis 12 cm. Die nach unten teilweise freiliegenden Mauerschichten wurden durch kurze Bölzungen auf den fertigen Teil des Gewölbes abgestützt; alsdann sind im Scheitel auf eine der fertigen Mauerung entsprechende Länge Gewölbsteine lose als Gegengewicht gegen ein Ansteigen des Scheitels des Lehrbogens aufgelegt worden und nun wurde von mehreren künstlichen, auf der Verschalung aufgebrachten und befestigten Widerlagern aus das Wölben in einzelnen Partien, gegen den Scheitel vorrückend, in Angriff genommen. Von letzterem ausgehend und gegen die Kämpfer fortschreitend wurden zuletzt die offenen Gewölbstellen sorgfältig geschlossen und mit dem Aufmauern des zweiten Ringes vom Widerlager aus begonnen; auch dieser Ring ist in einzelnen Partien, gegen den Scheitel vorschreitend, aufgemauert und der Schlufs der einzelnen Abteilungen möglichst gleichzeitig mit dem Füllen der noch leeren Fugen des 1. Ringes, dem Herausnehmen der Bölzung und dem satten Ausmauern der offen gebliebenen Lücken vollzogen, sodafs zum mindesten mit Sicherheit angenommen werden konnte, es werde nach Schlufs des 2. Ringes keine weitere Bewegung am Kämpfer eintreten können. Der Bogen von Castelet besteht aus 2 verzahnten Ringen, die Gewölbe von Lavaur und Antoinette dagegen bestehen aus 3 Ringen; der 3. Ring wurde zwar gleichfalls in 4 bezw. 8 Ab-

schnitten aufgebracht, die vom Scheitel ausgehend an den Anschlufsstellen nacheinander geschlossen wurden; eine Wirkung dieses Verfahrens auf etwaige Bewegungen an den Kämpfern war jedoch hierbei ausgeschlossen.

Fig. 12.



An der Brücke von Castelet zeigten sich 23° vom Scheitel entfernt Haarrisse von ¼ mm Weite und 14 cm Tiefe.

Das Wölben erforderte:

	Castelet	Lavaur	Antoinette
Arbeitstage 1. Ring	25	24	22
„ 2. „	25	23	13
„ 3. „	—	35	15
zusammen . .	50	82	50

Das Offenlassen der Fugen und das Freilassen kurzer Gewölbstücke erfolgte fast ausnahmslos über den Stützpunkten und Streben der Lehrgerüste; es war hierbei die Erwägung mafsgebend, dafs die etwa 3 bis 5 m frei tragenden Hölzer der Lehrbögen bei dem Aufbringen der Gewölbe notwendigerweise kleine Einbiegungen erfahren müssen, welche Veranlassung zum Entstehen von Rissen oder offenen Fugen über den Festpunkten der Lehrbögen geben werden; dadurch, dafs über letzteren die Gewölbfugen erst zuletzt geschlossen oder der noch fehlende Gewölbteil eingebracht wird, ist diesem Mifsstand möglichst begegnet worden.

Das Schliefsen der offen gebliebenen Fugen und Gewölbstücke kann bei Quader- und Bruchsteingewölben mit gleicher Sicherheit erfolgen, im letzteren Falle sind eben die Bruchsteine in regelmäfsigen Flächen zu bearbeiten; die Befürchtung, es könnten die Schlufsstellen minderwertige oder weniger widerstandsfähige Gewölbteile bilden, ist völlig ausgeschlossen, denn sie werden mit der gröfsten Sorgfalt hergestellt und sind demgemäfs die besten Teile der Gewölbe.

Das Einwölben grofser Brücken in einzelnen Ringen kann zwar vom rein theoretischen Standpunkte aus angesichts der Unbestimmtheit der Verteilung der Inanspruchnahme in den einzelnen Ringen nicht befürwortet werden, allein Thatsache ist, dafs eine grofse Zahl solcher Bauwerke in 2 bis 3 Ringen mit und ohne Verband derselben gewölbt wurde, ohne Schaden zu nehmen; die Lehrgerüste können hierbei wesentlich leichter und billiger werden, als wenn die Brücke in ganzer Dicke eingewölbt würde; die nachfolgende Übersicht zeigt eine grofse Zahl ringförmig erbauter Brücken.

1. Ringe ohne Verband.

Bauwerk	Spannweite m	Zahl der Ringe	Dicke des 1. Ringes im Scheitel m	Dicke des 1. Ringes am Kämpfer m
Brücke von Cabin-John (Amerika, Virginien)	67,10	2	1,27	1,88
Alte Brücke von Vieille-Broude	54,20	2	1,27	1,88
Brücke Bains de Lucques (Italie, Lucca)	47,835	2	1,30	2,00
Alte Brücke von Ceret (Pyrénées)	45,00	2	1,30	2,00
Brücke de la Gimone	33,00	3	0,40	0,40

2. Ringe mit Verband.

Bauwerk	Spannweite m	Zahl der Ringe	Dicke des 1. Ringes im Scheitel m	Dicke des 1. Ringes am Kämpfer m
Brücke de Lavaur (Tarn)	61,50	3	0,67	0,95
„ Annibal (Naples)	55,00	3	1/3 der Bogendicke	
„ du Diable (Italie, Salerne)	55,00	3	„ „	„
„ de Claix	52,00	2	0,50	1,00
„ de Nogent	50,00	2	1/3 der Bogendicke	
„ Antoinette (Tarn)	50,00	3	0,67	1,00
„ de Ceret (Pyrénées)	45,00	2	0,70	1,65
„ St. Sauveur (Hautes Pyrénées)	42,00	3	0,70	1,65
„ du Castelet (Ariège)	41,20	2	0,50	1,00
„ de Fium'Alto (Corse)	40,00	2	1,00	1,00
„ de Berdoulet (Ariège)	40,00	2	1,00	1,00
„ de St. Pierre (Tarn)	40,00	2	0,60	1,12
„ de Marmonde	36,00	2	0,80	2,00
„ de Port St. Marie	32,00	2	0,42	0,42
„ aux Doubles	31,00	2	1,00	1,00

Die Senkungen der Lehrgerüste haben beim Schlufs des 1. Ringes betragen für

Castelet	Lavaur	Antoinette
53 mm	20,7 bis 16,75 mm	13 mm,

beim Schlufs der 2. und 3. Ringe haben dieselben nicht zugenommen — der sprechendste Beweis dafür, in welcher Weise die ringförmige Ausführung der Gewölbe die Lehrbögen erleichtert.

Die Gewölbe blieben, um dem Cementmörtel Zeit zu vollständigem und gleichmäfsigem Erhärten zu lassen, lange auf den Lehrgerüsten, für Castelet 60, Lavaur 135, Antoinette 99 Tage.

Das Ausschalen erfolgte durch gleichmäfsiges Ablassen der Sandtöpfe; man begann mit Senkungen von 0,5 mm und stieg in 26 Touren bis auf 10 mm allmählich auf; es ergaben sich sehr geringe Scheitelsenkungen, nämlich für

Castelet	Lavaur	Antoinette
2 mm	0,6 mm	0,6 mm.

Dabei war, auch mit der Lupe, keine Spur von Rissen in den Gewölben wahrnehmbar.

Die Brücken ruhen sämtlich auf Felsen und es war sonach auch keine Senkung mit Rücksicht auf das Nachgeben der Fundamente zu erwarten.

Von Interesse ist eine Vergleichung mit den bei ähnlichen grofsen Brücken beobachteten Scheitelsenkungen beim Ausschalen:

Bauwerk	Spannweite m	Sprengung	Baumaterial	Mörtel	Zeit bis zum Ausschalen Tage	Senkung des Scheitels mm
Brücke de Chester	60,96	1 : 4,76	Haustein	Kalk 1 : 2	0	63—67
„ du Diable	55,00	1 : 4,06	Backstein	Puzzolan u. Kalk	88	340
„ Annibal	55,00	1 : 3,92	do. u. Tuff	do. Kalk u. Cem.	217	329
Vieux pont de Lavaur	48,73	1 : 2,5	Haustein	Fettkalk	1136	65
Brücke des Bains de Lucques	47,83	1 : 6,71	Backstein	hydraul. Kalk	12	183
„ de Turin	45,00	1 : 8	Haustein	Fettkalk	20	153
„ de Rovato	42,00	1 : 3,53	Backstein	Puzzolan	32	48
„ de Maretta	40,00	1 : 4	„	—	122	15
„ de Prarolo	40,00	—	„ —	—	0	80
„ d'Oloron	40,00	Halbkr.	Bruchstein ord.	Portland-Cement	56	3
„ de St. Marie (8 Bögen)	32,00	Ellipse	„ „	hydraul. Kalk	19—44	4—28
„ de Losde	30,60	1 : 5	beh. Bruchstein	„	60	95
„ Chalonnes (17 Bögen)	30,00	1 : 4	Bruchstein ord.	„	32—235	98—9
„ Hocmard (3 Bögen)	30,00	1 : 3,8	„ „	Portland-Kalk	30	55—82
„ de Mauzac (7 Bögen)	30,00	1 : 3,2	„ „	„	20	19—24
„ de Lavaur	61,50	1 : 2,24	gesp. Bruchsteine	Portland-Cement	**135**	**0,62**
„ de Claix	52,00	1 : 6,46	Bruchstein ord.	„	42	1—2
„ de Antoinette	50,00	1 : 3,14	„ ger.	„	**99**	**0,6**
„ de Ceret	45,00	1 : 2,31	„ gesp.	„	70	?
„ de Saint-Sauveur	42,00	Halbkr.	„ ord.	rasch bind. Cem.	30	5
„ de Castelet	41,20	1 : 2,96	„ ger.	Portland-Cement	**60**	**2**
„ de Signac	40,00	1 : 3,25	Haustein	„	68	2
Arche de Souppes	37,89	1 : 18	„	„	120	16
Brücke de Marmonde	36,00	1 : 3,6	Bruchstein ord.	„	64—102	2—3,5
„ sur la Gimone	33,00	1 : 3,1	Backstein	„	58	2—3
„ de Remoulins	30,60	1 : 5	Bruchstein ger.	„	93	0
Viaduc du Point du jour	30,25	1 : 3,36	„ ord.	„	30	9—12

Diese Zahlen lassen keinen Zweifel darüber zu, dafs das bei dem Bau der drei grofsen Brücken von Castelet, Lavaur und Antoinette beobachtete Verfahren hervorragend gute Ergebnisse hinsichtlich der Senkung der Gewölbe beim Ausschalen ergeben hat.

Für die Berechnung der Lehrgerüste ist eine Reihe von Versuchen zur Gewinnung der erforderlichen Rechnungsgrundlagen gemacht worden.

Gewöhnlich wird der Gleitwinkel für Stein auf Stein zu 33°, beim Vorhandensein einer Mörtelzwischenlage zu 26° angenommen. Bei den vorbesprochenen drei Brücken sind Versuche mit den zur Verwendung gelangenden Steinen in grofser Zahl gemacht worden, und zwar unter Verwendung von hydraulischem Kalkmörtel und von langsam bindendem Cementmörtel.

Die Gleitwinkel betrugen:

Für devonischen Kalkstein . . . . mit Kalkmörtel 40° bis 28°

mit dem Hammer rauh behauen:

Splitteriger Kalkstein . . . . { „ Kalkmörtel 39° „ 25°
„ Cementmörtel 48° „ 25° }

Feinkörniger Kalkstein	mit Kalkmörtel	43°	bis	25°
	„ Cementmörtel	41°	„	36°
Backsteine	„ Kalkmörtel	75°	„	35°
	„ Cementmörtel	90°	„	58°
Granit	„ Kalkmörtel	44°	„	43°

Die Gleitwinkel auf den Tannenholzbrettern der Lehrgerüste wurden erhoben für

devonischen Kalkstein	43°	bis	31°
splitterigen Kalkstein	43°	„	25°
feinkörnigen Kalkstein	40°	„	37°
Backsteine	44°	„	37°
Granit	42°	„	27°

Das Holz war hierbei trocken oder nafs, parallel oder winkelrecht zur Gleitungsrüstung genagelt.

Unter der Annahme, dafs sich die Gewölbsteine auf die Lehrbögen vom 22° ab stützen, dafs sie auf denselben erst bei 42° Neigung zu gleiten beginnen, wurde der winkelrechte Druck auf die Flächeneinheit p für eine Gewölbdicke von c und den Krümmungshalbmesser R bei dem Einheitsgewicht des Gewölbmaterials γ, für den Winkelabstand α vom Scheitel berechnet nach der Formel

$$p = \gamma c \left(1 + \frac{c}{2R}\right) \sqrt{\cos \frac{4}{3} \alpha}$$

oder einfacher und praktisch zureichend

$$p = \gamma c \sqrt{\cos \frac{4}{3} \alpha}.$$

Bei einer Biegungsfestigkeit des verwendeten Tannenholzes von 420 at wurde die Dimensionierung der Querschnitte der Hölzer der Lehrgerüste mit 5facher Sicherheit für zureichend erachtet, da es sich nur um vorübergehende Konstruktionen handelt; bei den Pfählen dagegen wurde der Sicherheitskoefficient 7 zu Grunde gelegt; die Berechnung der einzelnen Konstruktionsteile erfolgte alsdann nach der Elasticitätslehre.

Die für die drei Brücken gemachten Aufwendungen betragen:

	Castelet	Lavaur	Antoinette
	M.	M.	M.
Über dem natürlichen Terrain im ganzen	121600	323200	139200
mit Einschlufs der Gründungsarbeiten im ganzen	165600	388000	179200
für das qm der Horizontalfläche der Bauwerke mit Gründung im ganzen . . .	397	606	380
für das m laufend	2523	3142	2006

Schliefslich mögen hier noch die allgemeinen Betrachtungen Raum finden, welche auf Grund des beim Bau der drei grofsen Brücken von Castelet, Lavaur und Antoinette gemachten Erfahrungen über den Bau grofser Brücken überhaupt von Sejourné aufgestellt wurden.

Die grofsen Brücken gingen bisher, von wenigen Ausnahmen abgesehen, nur anläfslich und wegen des Verderbens der Fundamente zu Grunde; die Brücken vermögen sich häufig aufserordentlich viel im Scheitel und in den Fundamenten zu senken, sie können Jahrhunderte lang ohne alle Unterhaltung verbleiben ohne einzustürzen. Die Erfahrungen an dem 37,9 m weiten Versuchsbogen von Souppes, der 85,5 m Krümmungs-

halbmesser besafs, zeigten, dafs man beim Vorhandensein gleich sicherer Fundamente in gleicher Kühnheit definitiv zu bauen vermöchte. Sehr grofse Bögen führen keineswegs zu unzulässigen Materialpressungen; in dem schon erwähnten Versuchsbogen erreichte der gröfste Druck 46 at und er steigerte sich beim Abbruch desselben schliefslich bis auf 455 at. Es ist auch keineswegs notwendig, für grofse Bögen eine Umschau nach den vorzüglichsten Materialien zu halten, denn beispielsweise sind die grofsen Bögen von Prarolo, Maretto und du Diable nur aus Backsteinen von 54 bis 89 at Druckfestigkeit gebaut worden.

Grofse Bögen vermögen Stöfse und gröfsere Belastungen besser zu ertragen als Bögen von kleinerer Spannweite.

Die Verwendung kleiner Steine gestattet leichte Gerüste, ebenso die Herstellung der Gewölbe in Ringen und kurzen Stücken mit offenen Schliefsungen. Risse werden durch Verwendung guten Mörtels, teilweise offener Fugen und langes Ruhen der geschlossenen Gewölbe auf den Lehrgerüsten sicher vermieden.

In ähnlicher Weise wie die besprochenen drei grofsen Brücken ist in Frankreich im Laufe der letzten 15 Jahre eine grofse Zahl bedeutender Steinbrücken mit gutem Erfolge zur Ausführung gelangt; es sollen hier nur einige, besonders sparsam hergestellte Werke Erwähnung finden.

Die Strafsenbrücke Boucicaut in Verjux (Saone et Loire).[21]) Sie ist ein testamentarisches Geschenk der Mme. Boucicaut, der Besitzerin eines „Bon marché“, an ihre Vaterstadt Verjux. Die über die Saone führende Brücke hat 5 Bögen zu 40 m Weite, 5 m Pfeilhöhe und 8 m Breite zwischen den beiderseitigen Steinbrüstungen, von Stirne zu Stirne beträgt die Brückenbreite 8,70 m. Die Bögen sind in ihrer Mittellinie nach einer Kettenlinie geführt, welche im Scheitel 53,90 m, an den Kämpfern 26,07 m Krümmungshalbmesser hat. Die Pfeilerdicke in Kämpferhöhe beträgt 4 m, die Mittelpfeilerlänge beträgt daselbst 12,76 m. Die Gründung der Pfeiler geschah auf Pfählen, auf welchen ein 3 m hoher Betonkörper zwischen Spundwänden unter Wasser aufgeschüttet wurde.

Das Bauwerk ist architektonisch mafsvoll in rauh bearbeiteten Steinen von Villebois und in langsam bindendem Portland-Cement-Mörtel (600 kg Cement auf 1 cbm Sand) hergestellt worden.

Jeder Bogen wurde in 6 Abschnitten gemauert; die vorerst leer belassenen Zwischenräume zwischen denselben entsprechen den Kämpfern, den Lehrbogenstützen und dem Gewölbscheitel; beim Ausschalen erreichten die Scheitelsenkungen nur 11 bis 44 mm; sie nahmen bis zu gänzlicher Vollendung der Brücke auf 31 bis 45 mm zu. Der Aufwand für die kühn angelegte Brücke betrug 388800 M. oder 187 M. auf das qm Brückenoberfläche.

Die grofse Strafsenbrücke über die Saone bei Charrey[22]) bildet einen Teil der Strafse von Charrey nach Verdun sur le Doubs; sie hat 5 Bögen von 30,50 m Weite, 3,75 m Pfeilhöhe und eine Breite von 5,80 m zwischen den Geländern.

Die nur 3 m dicken Zwischenpfeiler sind mit Druckluft 8,5 m unter Wasser gegründet, die Endpfeiler dagegen auf grofse Betonkörper aufgesetzt worden.

Die Bögen haben Stichbogenform und sind im Scheitel 1,50 m dick; bei der Berechnung nach Mery sind hierbei Pressungen im Scheitel von 12,1 at, im Kämpfer von 11,8 at und im Fundamente der Endwiderlager im Mittel von nur 1 at, unter den Zwischenpfeilern von 4 at gefunden worden.

Die Bögen wurden in 2 Ringen gewölbt, wobei in den Kämpfern, im Scheitel und über den Streben und Pfosten des Lehrgerüstes bis zum Schlusse offene Schlitze verblieben; die Gewölbe sind in den Stirnen aus Quadern, im übrigen aus rauhen Bruchsteinen in Wassermörtel hergestellt worden, nur die Schlufsstellen wurden mit mäfsig feuchtem Portland-Cement-Mörtel fest ausgestofsen. Die Ausführung der Brücke geschah mit grofser Sparsamkeit, ohne Arbeitsbrücke; der Aufwand für das 164 m lange, gelungene Bauwerk hat nur 302000 M. oder 228 M. für das qm horizontaler Brückenfläche erreicht.

---

[21]) Génie civil 1891, S. 5, mit Abbildungen, und Ann. des ponts et chaussées 1892 II, S. 465, mit Abbildungen.

[22]) Ann. des ponts et chaussées 1893 II, S. 737, mit Abb.

3. Grofse österreichische Steinbrücken.

Hervorragendes Interesse bieten die grofsen Pruth-Brücken der K. K. Österreichischen Staatsbahn Stanislau-Woronienka[23]), welche in den Jahren 1893/94 zur Ausführung gelangten.

Das von der Bahn im Pruth-Thale durchfahrene Gebirge besteht aus einem unverwüstlichen Sandstein von mächtiger Schichtung, weite Halden sind mit prächtigen Steinblöcken bedeckt; der Fels steht im Flufslaufe beinahe überall zu Tage. Baumaterial und Gründungsverhältnisse waren sonach in gleicher Weise günstig für den Steinbau bei dem viermaligen Überschreiten des Pruth mit der Bahn. Die Brücken sind nur 4,5 m breit, haben etwa $^1/_4$ der Spannweite zur Pfeilhöhe und sind eingleisig.

Die 65 m weite Jaremcza-Brücke übertrifft die 61,5 m weite Brücke von Lavaur und den Viadukt von Gour-Noir mit 60 m Spannweite, steht jedoch hinter dem 67,1 m weiten Cabin-John-Aquadukt etwas zurück; die noch gröfsere Brücke über die Adda bei Trezzo mit 72,25 m Spannweite wurde im Jahre 1416 im Kriege zerstört.

Die Berechnung der Gewölbe erfolgte nach der Theorie des elastischen Bogens, die hierbei zugelassenen Beanspruchungen des Gewölbmateriales wurden etwas niederer gewählt als die bei bestehenden ähnlichen Gewölben. Die gröfste Druckbeanspruchung des Wölbmateriales wird für die 65 m weite Jaremcza-Brücke zu 27,5 at angegeben, während dieselbe bei dem 60 m weiten Gewölbe von Gour-Noir 30,4 at betrage; Zugspannungen treten in beiden Fällen nicht auf; die Druckfestigkeit der zur Verfügung stehenden Steine betrug 480 bis 1180 at. Die Ausführung erfolgte in Mörtel aus Portland-Cement und Sand, im Verhältnis $1:3^1/_2$ gemischt; Gewölbe über 40 m Spannweite sind in Quadermauerwerk, Brücken von 15 bis 40 m in rauhem Schichtenmauerwerk und kleinere Bögen in gewöhnlichem Bruchsteinmauerwerk ausgeführt worden; die Steine des rauhen Schichtenmauerwerkes sollten hierbei auf $^2/_3$ ihrer Lagerflächen rauh nach dem Fugenschnitt bearbeitet werden und mufsten in einer Schichte die gleiche Höhe haben; beim Quadermauerwerk durfte nur $^1/_8$ der Lagerfläche fehlen; die Quader wurden rauh gespitzt.

Die grofsen Gewölbe der Jaremcza- und der Jamna-Brücke sind behufs der Erleichterung der Lehrgerüste in Ringen ausgeführt worden; die Gewölbquader der ersteren Brücke haben hierbei abwechselnd 1 m und 1,25 m radiale Länge erhalten, um zwischen den Ringen eine Verbindung herzustellen. Die Gewölbquader wurden trocken auf 12 mm dicke Holzleisten versetzt, der schwach feuchte Mörtel ist mit Flachschienen in die Fugen erst eingestampft worden, nachdem alle Steine eines Ringes versetzt waren, wie dies bei den deutschen (württembergischen) Ausführungen üblich ist.

Bei der Jaremcza-Brücke begann das Einwölben des 1. Ringes von 8, bei der Jamna-Brücke von 6 Stellen aus. Die Fugendicke betrug nicht unter 18 mm. Unmittelbar nach der Vollendung des 1. Ringes wurde die Mauerung des nächsten Ringes und zwar mindestens in 4 über das Gewölbe gleichmäfsig verteilten Partien in Angriff genommen; die Mauerung ist hierbei nicht mit offenen Fugen, sondern in gewöhnlicher Weise vollzogen und an mindestens 3 Stellen gleichzeitig zum Schlufs gebracht worden.

Für die 65 m weite Pruth-Brücke bei Jaremcza und die 48 m weite Pruth-Brücke bei Jamna sind die Widerlager im Dezember 1893 bis zur Kämpferhöhe geführt worden; im März 1894 begann das Einwölben mit Verwendung von 4 Kranen in 2 Ringen.

[23]) Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1893, S. 545 und 1894, S. 533, mit Abb.

Die Setzung der Lehrgerüste vollzog sich gleichmäfsig und erreichte bei der Jaremcza-Brücke 98 mm, bei der Jamna-Brücke 90 mm beim Schlufs des 1. Ringes.

Nach 12 Tagen war das Trockenversetzen der Quader des 1. Ringes zu Ende und in den folgenden 6 Tagen bis 26. April 1894 wurden die Fugen ausgestampft.

Das Versetzen des 2. und 3. Ringes schlofs sich unmittelbar an; die Scheitelsenkung der Brücken vermehrte sich hierbei um 115 bezw. 105 mm; Ende Juli 1894 waren auch die Pfeiler und Sparbögen über den Hauptbögen aufgemauert und Mitte August, sonach 3 Monate nach dem Schlufs des 1. Ringes, erfolgte die Ausschalung der grofsen Gewölbe. Mitteilungen über die Gröfse der Senkungen fehlen zur Zeit noch.

	Pruth-Brücke bei Jaremcza	Pruth-Brücke bei Jamna	I. Pruth-Brücke bei Worochta	II. Pruth-Brücke bei Worochta
Spannweite	65 m	48 m	40 m	34,6 m
Gewölbstärke im Scheitel	2,1 „	1,7 „	1,4 „	1,3 „
„ „ Kämpfer	3,1 „	2,6 „	2,2 „	2 „
Ungünstigste Inanspruchnahme, Druck in at	27,5	25,1	21,4	17,6
„ „ Zug „ „	—	—	—	—
Gesamtkosten	152500 M.	84900 M.	65800 M.	73900 M.
Kosten für das qm überspannter Grundfläche[24])	522 „	392 „	373 „	473 „
„ „ „ „ Ansichtsfläche[25])	74 „	77 „	85 „	82 „

4. Viadukte.

Der Viadukt du Gour-Noir im Zuge der Eisenbahn von Limoges nach Brive[26]) gehört zu den gewaltigsten Steinbauten; in einem einzigen Bogen von 64,94 m Spannweite überspannt er den Vézère-Flufs. Die Pfeilhöhe beträgt 16,10 m, der Halbmesser der inneren Leibung 36 m. Die Brücke ist für 2 Gleise 8 m breit angelegt, die Scheitelstärke beträgt 1,70 m, die Kämpferdicke 4,20 m; 6 je 4,3 m weite sichtbare Entlastungsgewölbe erleichtern das Brückengewölbe. Der Baugrund besteht aus festem Granit.

Die Mauerung der Widerlager erfolgte in der gewöhnlich üblichen Weise mit Granitsteinen in Kalkmörtel, die Hauptgewölbe sind aus roh gearbeiteten Granitsteinen in Cementmörtel in 3 Ringen hergestellt worden, die 15 cm verzahnt wurden; jeder Bogen ist in 8 Abschnitten nahezu gleichzeitig gemauert worden. In den dazwischen befindlichen Partien wurden die Wölbsteine mit 15 mm weiten Fugen trocken versetzt, Bleistreifen in den unteren Teil der Fugen eingelegt und in den oberen Teil derselben Holzkeile eingetrieben; aufserdem sind die Mauerungsanfänge abgebölzt worden. Der Schlufs der offenen Schlitze erfolgte erst vom Scheitel gegen die Bogenviertel und hernach von den Kämpfern aus aufsteigend. Der 2. und 3. Ring wurden je an 5 Stellen geschlossen.

Um eine, allerdings unwahrscheinliche, Trennung der Ringe beim Erhärten des Mörtels zu verhüten, ist die äufsere Leibung des fertigen Gewölbes mit 175 cbm Bruchsteinen, etwa 30 cm hoch, belastet worden.

Das Lehrgerüst bestand aus 7 Lehrbögen in Abständen von 1,56 m, jeder Binder aus einem 4,4 m hohen amerikanischen Netzträger und darüber aus radial gestellten

---

[24]) Lichte Spannweite multipliziert mit der oberen Brückenbreite.

[25]) Brückenquerprofil in der Ansichtsfläche von einer zur anderen Rückseite der Endpfeiler.

[26]) Ann. des ponts et chaussées 1892 I, S. 545.

Hölzern, welche untereinander durch Doppelzangen verbunden waren; die Gerüstpfähle mufsten in Löcher gestellt werden, welche in den Felsen eingebohrt worden waren. Die Gerüste wurden vor dem Beginn des Wölbens mit Wölbsteinen und Steinschlag belastet.

Das Ausschalen geschah 52 Tage nach dem letzten Gewölbschlufs; das Ablassen der Lehrgerüste, die auf Sandtöpfen ruhten, erfolgte in 24 Touren, mit 0,5 mm Senkung beginnend und aufsteigend auf ein gesamtes Senken der Stempel der Sandtöpfe um 50 mm in 4½ Stunden. Die Scheitelsenkung betrug hierbei nur 1,3 mm. Die gröfsten Bewegungen des Scheitels infolge der Temperaturschwankungen sind mit 12 mm beobachtet worden, während die Rechnung unter Annahme eines Temperaturdehnungs-Koefficienten für Cementmörtel von 0,000014 und für Granit von 0,000008 für 1° C. bei 20° Temperaturunterschied eine Scheitelbewegung von 11,5 mm erwarten liefs. Im Winter treten in dem über dem Kämpfer angeordneten Entlastungsgewölbe und zwar im Scheitel desselben infolge der Temperaturabnahme Risse bis zu 2,5 mm Weite auf.

Der Gesamtaufwand für den Viadukt hat 268000 M. oder 2450 M. für das lfd. m oder 307 M. für das qm der Brückenfahrbahnfläche betragen.

Viadukt von Crueize, an der Eisenbahn von Marvéjols nach Neussargues.[27]) Der von Leon Boyer erbaute Viadukt trägt mit 6 Halbkreisbögen von je 25 m Weite in einer Gesamtlänge von 218,80 m bei 8 m Kronenbreite ein Doppelgleis, welches an der höchsten Stelle 63,30 m über der Thalsohle liegt. Die Gewölbdicke beträgt im Scheitel 1,30 m, in den Kämpfern 2,60 m; zwischen den Stirnmauern des Viaduktes sind 3 Entlastungsgewölbe von je 1,20 m Weite angebracht. Die Pfeiler haben einen allseitig von 5 zu 5 m zunehmenden Anlauf erhalten; der Schmalseite der Pfeiler sind 2 m breite Strebepfeiler vorgelegt worden. Die Gründung erfolgte auf Felsen bis zu 10 m Tiefe.

Die gröfste Druckbeanspruchung des Baumateriales wächst von 7,20 at in den Kämpfern auf 8,97 at in einer Tiefe von 45 m unter denselben.

Die Stirnbögen und die Pfeilerecken sind in gespitzten Bruchsteinen ausgeführt, Hausteine nur bei der oberen Bekrönung des Bauwerkes verwendet worden; im übrigen sind nur hammerrecht bearbeitete Bruchsteine zur Verwendung gelangt. Zu den Gewölben wurde Cementmörtel, zu allem anderen Mauerwerk Wassermörtel verwendet.

Die Lehrbögen ruhten auf 2 Lagen von Eisenschienen, die 4 m übereinander in das Pfeilermauerwerk eingelassen waren; zu den Lehrgerüsten wurden 156 cbm Holz und 5 t Eisen verbraucht. Die Senkung der Lehrgerüste hat während des Wölbens 35 mm, nach dem Ausschalen der Gewölbe noch 9 mm betragen.

Der Gesamtaufwand für das Bauwerk betrug 1031800 M. oder 4716 M. für das m Viadukt, 132 M. für das qm vertikaler Ansichtsfläche desselben.

Der Viadukt von Mussy[28]) (Saone et Loire) an der Linie Paray le Monial nach Lozanne wurde von der Compagnie des chemins de fer Paris-Lyon-Méditerranée 1892 zur Überbrückung des Thales von Mussy erbaut. Das Bauwerk ist 561 m lang, an der höchsten Stelle 60 m hoch. Der Viadukt hat 18 Halbkreisbögen von je 25 m Weite; die Zwischenpfeiler sind in Kämpferhöhe 5 m, soweit sie zugleich Gruppenpfeiler sind, 7 m dick bei 10,6 m Länge; sie haben auf den Stirnseiten 1/20, auf den Langseiten 1/40 Anlauf erhalten; die Breite des Viaduktes zwischen den Stirnen beträgt 8,10 m. Sämtliche Pfeiler sind 8 bis 13 m tief in schachtförmig gezimmertem Abbau auf Granitfelsen gegründet worden. Der gröfste Fundamentdruck erreicht 10 at.

Bei den Gründungsarbeiten erfolgte die Materialbeförderung in den Baugruben in einfachster Weise durch voll nieder und leer hoch gehende Fördergefäfse; beim Bau der Pfeilerschächte wurden dagegen die Materialien bis zu 12,5 m mittels Dampfkranen gehoben; zu den höher liegenden Bauteilen erfolgte die Materialzufuhr mittels 5 eiserner Fahrstege, die auf den Pfeilern aufruhten und dem Aufgehen des Pfeilermauerwerkes entsprechend mit Schrauben gehoben wurden; ein Aufzug hob die Baumaterialien auf die Fahrstege. Mittels einer schiefen Ebene wurden die Gewölbmaterialien auf ein Gerüst gefördert, das 2 Bahnen trug und über die Lehrbögen hinwegführte.

[27]) Génie civil 1891, S. 145, mit Abb.
[28]) Génie civil 1894, S. 241, mit Abb.

Die 6 Lehrbögen jeder Gewölböffnung waren Sprengwerke, welche auf Tragsteinen aufruhten. Um die Aufstellung der Lehrbögen zu erleichtern, sind vom 5. bis zum 15. Pfeiler in der Höhe der Kämpferlinie in 1,65 m Abstand Drahtkabel aufgehängt worden, welche in das fertige Mauerwerk der Pfeiler verankert wurden; diese Kabel trugen ein fliegendes Arbeitsgerüst. Das Bauwerk besteht in der Hauptsache aus Granit-Bruchsteinmauerwerk; es wurde 1892/94 gebaut und hat 2,4 Millionen Mark gekostet.

Der Viadukt von Saint Satur[29]) bildet einen Teil der strategischen Eisenbahn von Bourges nach Cosne; er liegt 7 km von Bourges und überschreitet das Thal von Rut bei Saint Satur in einem Bogen von 500 m Halbmesser. Die ganze Länge beträgt 428 m, die Höhe über der Thalsohle 27,8 m, die Breite zwischen den Brüstungen 8 m. 26 Halbkreisbögen von je 13 m Weite ruhen auf Pfeilern, die trapezförmige Grundfläche und in Kämpferhöhe 2,80 m bis 3,09 m Dicke haben; sie sind 4 m bis 12 m tief zwischen Spundwänden auf festen Felsen gegründet worden. Die Gewölbstärke beträgt im Scheitel 0,8 m.

Die Aufführung der Pfeiler geschah teils mit Zuhilfenahme hoher Laufkranen, teils von festen Etagengerüsten aus mit Hebewerken und Laufkranen. In Kämpferhöhe ist zur Aufstellung der Lehrgerüste ein aus Eisenschienen bestehender Arbeitsboden hergestellt worden; die Eisenschienen ruhten in Pfeileröffnungen, durch welche sie geschoben werden konnten. Die 7 Lehrbögen von Tannen- und Eichenholz standen auf eisernen Längsschienen. In Kämpferhöhe befand sich auf einer Seite des Viaduktes ein leichter Fahrsteg, welcher ermöglicht, die Lehrbögen in einzelnen Teilen zu den folgenden Bogenöffnungen zu verbringen, sobald eine Bogenöffnung ausgeschalt war, was geschah, nachdem der Bogen 8 Tage geruht hatte; die Scheitelsenkung soll hierbei 4 mm nicht überschritten haben.

Die Aufmauerung der Brückenstirnen und der Entlastungsgewölbe erfolgte unter Benutzung eines in der Brückenaxe auf den Gewölben ruhenden Transportsteges. Die Ausführung des ganzen Bauwerkes erfolgte in der Hauptsache in Bruchsteinmauerwerk mit Hausteinverkleidung.

III. Brücken mit Gelenkeinlagen.

1. Zweck der Gelenke.

Das Entstehen von Rissen in Brückengewölben beim Ausschalen, mitunter schon bei der Herstellung und nicht selten nach Vollendung derselben hat den Brückenbau-Ingenieuren seit langer Zeit Veranlassung gegeben, sich nach Mitteln zur wirksamen Begegnung dieser Erscheinungen umzusehen. Das Verfahren des Offenlassens aller Fugen, oder nur einzelner Schlitze im Gewölbe und des raschen und möglichst gleichzeitigen Schliefsens derselben hat zwar bei einer Reihe hervorragender und bedeutender Gewölbbrücken-Ausführungen praktisch vollkommen befriedigende Ergebnisse geliefert, allein dasselbe führt nur bei unbedingt sicherem Baugrund, bei völliger Unveränderlichkeit der Widerlager und der Lehrgerüste während des Wölbens, bei sorgfältigster Ausführung der Gewölbherstellung und der Ausschalung desselben zu dem gewünschten Erfolge; auf Grund der von dem Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereine an grofsen Gewölben gemachten Bruch- und Elasticitätsversuchen ist nicht daran zu zweifeln, dafs ein solchergestalt zu stande gebrachtes Gewölbe mit Zuhilfenahme der Elasticitätstheorie als ein homogener elastischer Körper berechnet und dafs die in demselben auftretenden Kräfte mit einer für die praktische Ausführung zureichenden Sicherheit berechnet werden können; allein nicht selten kann den oben aufgestellten Forderungen nicht oder nicht in unbedingt zuverlässiger Weise entsprochen werden; wie schwierig

---

[29]) Génie civil 1894, S. 337, mit Abb.

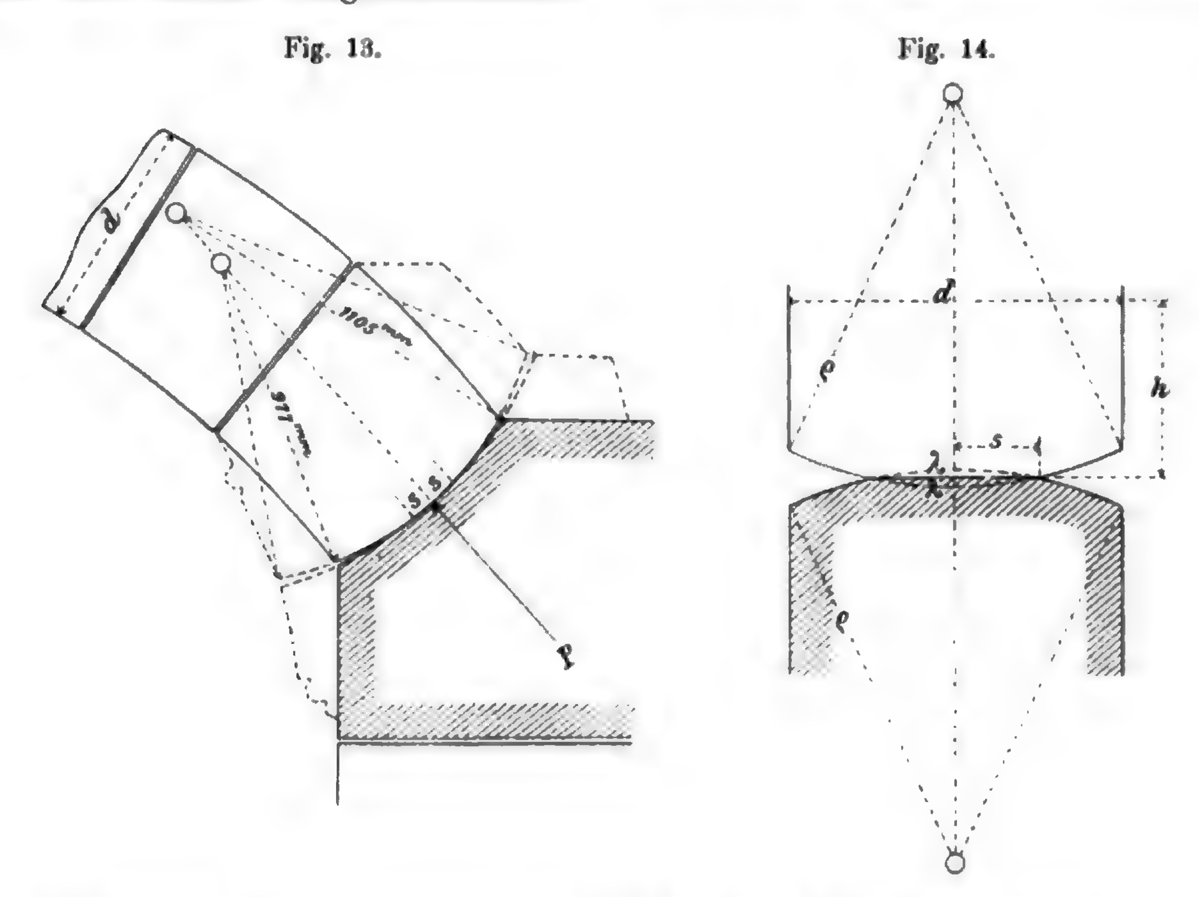
es insbesondere ist, eine sorgfältige und namentlich durchaus gleichartige Herstellung großer Gewölbe zu erzielen, ist eine bekannte Thatsache.

Schon seit langer Zeit wurden deshalb von Dupuis andere Vorschläge gemacht, welche bewirken sollten, daß die Resultante der inneren Kräfte in den Bruchfugen sich möglichst wenig von der Mitte derselben entferne; die Abschrägung dieser Fugen, die geradlinige oder bogenförmige Erweiterung derselben nach außen ohne und mit gleichzeitiger Anbringung von Metalldollen zur Verhütung der Verschiebung der Gelenksteine, die Verstärkung dieser Fugen durch bleibende Metalleinlagen von einer Drehbewegung zulassenden Form, die Einlegung bleibender cylindrischer Eisengelenke, das Einfügen provisorischer Eisengelenke, welche nach dem Ausschalen des Gewölbes wieder beseitigt werden sollten, wurden als Mittel zur Verhütung von Rissen und zur Festlegung der Druckkurven bezeichnet; es hat jedoch Köpke-Dresden zuerst versucht, die Frage der Einführung von Gelenken in Steingewölbe praktisch zu lösen.

2. Gelenkbrücken von Köpke-Dresden.

Infolge der bei der Ausführung von Quadergewölben wiederholt gemachten ungünstigen Erfahrungen begann Köpke schon 1880 bei den Königl. sächsischen Staatseisenbahnen, Brückengewölbe mit Gelenken zu versehen[30]) und zwar an der Berggießhübler Bahn zunächst Langenhemmersdorf.

Fig. 13. Fig. 14.



Die Brücke hat 3 Öffnungen von je 13 m Weite, 3 m Pfeilhöhe; die Gewölbstärke beträgt 0,50 m im Scheitel und 0,60 m im Kämpfer; die Kämpfersteine wurden hohl mit 40 mm Pfeil, die Gewölbanfänger dagegen voll mit 45 mm Pfeil gewölbt bearbeitet,

[30]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1888, S. 374, mit Abb.

der Unterschied der Pfeilhöhen beträgt hiernach 5 mm; unter nicht ganz sicheren Annahmen über die Druckverteilung in der gekrümmten Fuge gelangt Köpke zu dem Schlusse, dafs sich die gekrümmten Flächen auf eine Länge von 25 bis 14,4 cm berühren und pressen bei einem gröfsten centralen Druck in der Berührungsfläche von 12,87 at. Es wird hierbei vorausgesetzt, dafs sich die in der Berührungsfuge eintretende gröfste Zusammendrückung auf die Höhe h des Kämpfersteines erstrecke und dafs die Pressungsfläche eine ebene Fläche werde. Die Zusammendrückung λ wird so gefunden:

$$\lambda = \sqrt[3]{\frac{9 \cdot P^2 h^2}{32 \cdot \rho \cdot E^2}},$$

die gröfste Inanspruchnahme in der Berührungsfläche ergiebt sich hieraus $\frac{\lambda}{h} \cdot E$ und die Breite der Berührungsfläche $s = \sqrt{2 \rho \cdot \lambda}$; hierin bedeutet P den Druck in der Kämpferfuge, E den Elasticitätsmodul, für Sandstein $= 45000$ at.

Der Erfolg der Bauweise war befriedigend, denn bei den unter Eisenbahngleisen in Sachsen ausgeführten Gelenkbrücken, unter welchen sich auch solche mit nur zwei Gelenken befinden, haben sich dieselben als vorteilhaft erwiesen.

Auch bei Betonbrücken sind die Köpke'schen Gelenke neuerdings verwendet worden.

---

3. Gelenkbrücken von Leibbrand-Stuttgart.

Leibbrand-Stuttgart hat die Lösung der Aufgabe, den Bogen gelenkartig beweglich zu machen, in anderer Weise versucht, indem er seit 1885 sowohl bei Stein- als bei Betonbrücken in die Scheitel- und Kämpfer-, bezw. Bruchfugen gelenkartige Einlagen oder vollständige Gelenke einlegte.

Zu den gelenkartigen Einlagen wurden Bleiplatten verwendet, welche bei der ersten derartigen 1885 ausgeführten Brücke das innere Drittel der Fugenbreite einnahmen; nach den bei den ersten Brücken über das Verhalten des Bleies gemachten Erfahrungen wurde jedoch bei den folgenden Ausführungen die verhältnismäfsige Breite der in die Gewölb- und Kämpferfugen eingelegten Bleistreifen soweit vermindert, als dies mit Rücksicht auf die Druckfestigkeit des Bleies und des verwendeten Wölbmateriales noch zulässig erschien; die gelenkartige Wirkung der Einlagen ist hierdurch erhöht und die Unbestimmtheit über die Lage der Drucklinie auf eine sehr schmale Zone eingeschränkt worden; die Gewölbe wurden durch das Einlegen von 3 Gelenken zu einer statisch bestimmten Konstruktion.

Als Material zu den gelenkartigen Einlagen ist Blei gewählt worden, weil dasselbe die Eigenschaft hat, unter hohem Druck seitlich auszuweichen, ohne dadurch seinen Zusammenhang zu verlieren, wobei die Erbreiterung der Druckfläche sofort eine Verminderung der Flächenpressung herbeiführt.

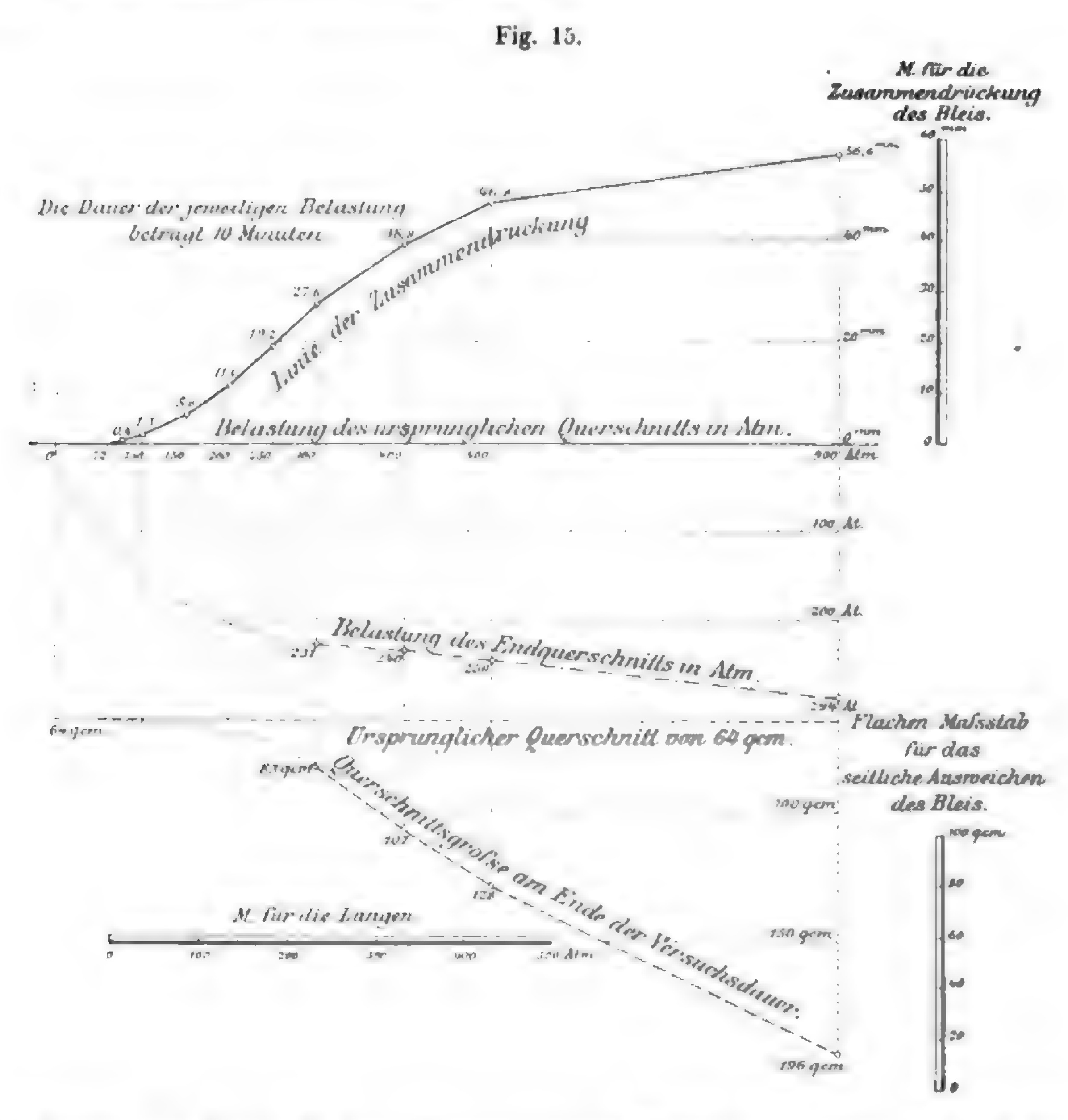
Im Frühjahre 1885 stellte die Material-Prüfungsanstalt der Technischen Hochschule in Stuttgart Versuche über die zulässige Druckbelastung des Bleies an[31]); dieselben ergaben, dafs gewöhnliches Gufsblei in Form von Würfeln von 8 cm Seitenlänge und 11,3 specifischem Gewicht einen Druck von 50 at während der Dauer von 26 Stunden ertrugen, ohne eine Neigung zum Ausweichen zu zeigen, dagegen begann das Blei bei 72 at Druck langsam auszuweichen.

---

[31]) Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1885, S. 629.

Die nachstehende Fig. 15 läfst den Gang der Versuche erkennen, als die Belastung des Probewürfels von 10 zu 10 Minuten verstärkt wurde; die Zusammendrückung und das seitliche Ausweichen des Bleies nahmen hierbei so rasch zu, dafs der Druck auf den nach dem Ausfliefsen vorhandenen Flächenquerschnitt nur unerheblich anwuchs, obgleich der Gesamtdruck auf das Blei von 300 auf 900 at, bezogen auf den ursprünglichen Würfelquerschnitt, zugenommen hatte.

Fig. 15.



Später von Bach-Stuttgart vorgenommene Versuche ergaben für Cylinder aus Gufsblei[32]):

No.	Höhe cm	Durch-messer cm	Querschnitt qcm	Specifisches Gewicht	Belastung in at, bei welcher das Blei noch nicht ausweicht	Belastung in at, bei welcher das Blei seitlich abfliefst
1	7,05	3,525	9,76	11,37	46	51
2	3,47	3,53	9,79	11,36	59	69
3	1,01	3,48	9,51	11,35	105	126

[32]) Bach, Elasticität und Festigkeit, S. 44.

Es steigt hiernach die Fliefsgrenze ganz erheblich, wenn die Höhe des Cylinders abnimmt. Scheiben von Gufs- und Weichwalzblei von 16 cm Durchmesser und 1,5 cm Dicke verhalten sich wesentlich anders als die Würfel, sie ertrugen 100 at und begannen erst bei 150 at auszuweichen.

Schon ein geringer, etwa 5%iger Zusatz von Antimon macht das Blei sehr erheblich standfester, ohne dessen Neigung, unter hohem Druck seitlich zu fliefsen, wesentlich zu beeinträchtigen; Platten von 7 cm Seitenlänge und etwa 2,5 cm Dicke standen dauernd bei 400 at fest und begannen erst bei 500 at zu fliefsen. Man hat es hiernach in der Hand, durch Zusatz von Antimon die Standfestigkeit der Bleieinlagen nach Bedarf und so zu erhöhen, wie es die Gröfse des zu übertragenden Gewölbdruckes und die Druckfestigkeit des Wölbmateriales erfordert und zuläfst.

Auf Grund der vorliegenden Versuchsergebnisse und der bei der Ausführung der ersten Brücken mit gelenkartigen Einlagen gemachten Beobachtungen über das Verhalten der Bleieinlagen ist für plattenförmiges Weichwalzblei eine Druckinanspruchnahme von 120 at für zulässig zu erachten.

Bezüglich der Dauerhaftigkeit des Bleies und der Zulässigkeit der Verwendung desselben in einem nahezu unvergänglichen Steinbau können Bedenken nicht wohl Platz greifen, denn die Verwendung des Bleies zu ähnlichen Zwecken ist schon von alters her in Übung gewesen. Schon die Römer haben sich beim Versetzen besonders schwerer Steine dünner Bleistreifen bedient; in den mittelalterlichen Domen sind die Fugen grofser Bögen nicht selten mit Blei vergossen worden; beim Bau der 60,9 m weiten Brücke über den Dee bei Chester wurden 20 bis 25 cm breite Bleistreifen auf $^2/_3$ der Bogenlänge, vom Kämpfer an beginnend, bis zu der Stelle in die Fugen entlang der inneren Leibung eingelegt, wo sich die Druckkurve der äufseren Leibung zuwenden sollte; an der 45 m weiten, besonders kühnen Dora-Brücke in Turin hat man gleichfalls in der inneren Leibung den gewünschten Fugenabstand durch Einlegen schmaler Bleistreifen gesichert; an der Nydeck-Brücke bei Bern sind Bleitafeln in die Bruchfugen auf deren ganze Ausdehnung eingelegt worden. Auch die Untersuchungen von Dr. Knorre[33]) haben ergeben, dafs der Widerstand des Bleies gegen Luft, Wasser- und ätzkalkfreien Mörtel ein völlig genügender ist.

Es ist naheliegend, dafs dem Walzblei vor dem Gufsblei der Vorzug gegeben wurde, weil das Eingiefsen des Bleies in die Fugen sowohl das Steinmaterial durch einseitiges Erhitzen schädigen könnte, weil Gufsblei viel weniger dicht und gleichartig ist als Walzblei und weil die praktische Handhabung der Weichwalzbleistreifen weit bequemer ist, als das Ausgiefsen der Fugenmitten.

Bedenklich könnte es erscheinen, die Gewölbsteine unter den Bleiplatten mit bis zu 120 at Druck beanspruchen zu wollen; würde diese Pressung auf die ganze Breite der Fuge wirken, so wäre eine solche Bauweise bei den in Württemberg zur Verwendung gelangenden Sandsteinen von 500 bis 1000 at, meist 650 at Druckfestigkeit, etwas gewagt. Anders liegt die Sache, wenn beachtet wird, dafs der genannte gröfste Druck von 120 at nur auf einem verhältnismäfsig kleinen Teil der Fugenbreite zur Wirkung kommt. Die oben S. 10 u. f. angeführten Versuchsergebnisse von Bauschinger, Durand-Claye, Bach u. a. haben ergeben, dafs die Bruchfestigkeit sich bedeutend erhöht, wenn die gedrückte Fläche nur ein kleiner Teil des Querschnittes des gedrückten Körpers ist; wenn das Verhältnis beispielsweise 1 : 6 erreicht, wie dies bei den meisten Ausführungen

---

[33]) Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 225.

von Gelenkbrücken etwa zutrifft, so erhöht sich die Bruchfestigkeit eines Steinwürfels von 653 at auf 1193 at, also nahezu das Doppelte in der Druckfläche selbst.

Auch bei manchen Brücken mit eisernem Oberbau werden die Auflagerquader in einer das gewöhnlich übliche Mafs überschreitenden Weise in Anspruch genommen, z. B. die Auflagersteine der Koblenzer Rheinbrücke mit 63 at, diejenigen der Kölner Rheinbrücke mit 54 at[34]); aufserdem wäre es unschwer und ohne unverhältnismäfsigen Aufwand möglich, die Bleiplatten zwischen Steine von besonders hoher Druckfestigkeit zu legen; bei den in Württemberg vorkommenden Sand- und Kalksteinen, selbst bei Betonsteinen hat sich dies als nicht notwendig erwiesen.

Die Einlage der Bleiplatten erfolgte bei den bis jetzt zur Ausführung gelangten flachen Bogenbrücken im Scheitel und in beiden Kämpfern; es wäre wohl auch möglich gewesen, auf das Gelenk im Scheitel zu verzichten und die Bögen nur auf 2 Kämpfergelenke zu stellen, allein die statische Bestimmtheit des Systemes wäre hierdurch wieder verloren gegangen und der Bogen hätte als statisch unbestimmter, gleichmäfsig elastischer Körper berechnet werden müssen, was durch die Gelenkanlagen überhaupt umgangen werden will; aufserdem müfste bei einer solchen Anlage die Scheitelstärke gröfser werden, als sie bei Anwendung eines Scheitelgelenkes werden kann; dies kann im allgemeinen nicht vorteilhaft für die Gesamtanlage, insbesondere für die Anlage der Pfeiler sein. Indessen kann es sich bei Bogen von mäfsiger Weite bei hohen Pfeilern empfehlen, das Scheitelgelenk wegzulassen.

Bei flachen Bögen mit etwa $^1/_5$ Pfeilhöhe und weniger werden die Gelenke am besten in den Scheitel und die Kämpfer verlegt; wenn jedoch die Bögen eine gröfsere Pfeilhöhe besitzen, so mufs durch vergleichende Versuche festgestellt werden, an welchen Stellen zwischen der gefährlichen Fuge und dem Kämpfer die Kämpfergelenke am zweckmäfsigsten sind; je näher sie der gefährlichen Fuge gerückt werden, desto vorteilhafter gestaltet sich einerseits die Bogenkonstruktion selbst, andererseits wird dadurch die Anlage des Widerlagers und der Pfeiler ungünstiger; die ökonomisch vorteilhafteste Lage und die dadurch bedingte äufsere Erscheinung des Bauwerkes werden die beste Lösung bestimmen.

Bei schrägen Brücken können die Gelenkeinlagen in einer und derselben Fuge nur dann durchgeführt werden, wenn die Schräge unbedeutend ist; ist dies nicht der Fall, so sind die Gelenkfugen treppenförmig, von den Scheitel- und Kämpferpunkten in den Gewölbstirnen ausgehend, nach dem sog. englischen Fugenschnitt anzulegen; streng genommen sollte hierbei das Gewölbe in einzelne Ringe nebeneinander zerlegt werden.

Die Berechnung und der Entwurf der Steinbrücken mit gelenkartigen Bleieinlagen erfolgte im allgemeinen in folgender Weise: Das Eigengewicht des Brückenkörpers zu 2,3 t/cbm und eine Verkehrslast von 400 kg/qm vorausgesetzt, wurde durch einige Versuche für Vollbelastung die Drucklinie des Gewölbes bestimmt und als Mittellinie des Gewölbes angenommen und die Scheitel- und Kämpferdicke unter Annahme der dem verfügbaren Wölbmaterial entsprechenden Inanspruchnahme bestimmt; während zu Anfang bei dem Bau der Enz-Brücke bei Höfen die gröfste Druckbeanspruchung 24 at nicht überschritt, wurde dieselbe bei späteren Bauten bis auf 56 at gesteigert. Der Abstand der Belastungsscheide vom Gewölbscheitel und zugleich derjenige Punkt, an welchem bei einseitiger gleichförmiger Belastung bis zur Belastungsscheide die Berührungslinie an die einseitige Druckkurve horizontal wird, ist hierbei mit zureichender Annäherung

[34]) Zeitschr. f. Bauw. 1885, S. 198.

durch die Formel bestimmt worden: $\delta = \frac{F_1 d_1 - F_2 d_2}{l \cdot s}$, worin $\frac{F_1}{F_2}$ die Belastungsfläche $\frac{\text{links}}{\text{rechts}}$ vom Scheitel des Gewölbes, $\frac{d_1}{d_2}$ die Entfernung der Schwerpunktslinie an $\frac{F_1}{F_2}$ vom $\frac{\text{linken}}{\text{rechten}}$ Kämpferdrehpunkt, l die Spannweite zwischen den Kämpfergelenkmitten, s die Scheitelstärke samt Belastungshöhe durch Eigengewicht und mobile Last bedeutet.

Die gröfste Inanspruchnahme in der gefährlichen Fuge bei einseitiger Vollbelastung wurde erst zeichnerisch bestimmt, Form und Dicke des Gewölbes hiernach berichtigt und hierauf das ganze Verfahren rechnerisch wiederholt.

Bei den Steinbrücken mit Gelenkeinlagen ist man von der allgemeinen Übung, wonach die Gewölbdicke vom Scheitel gegen die Kämpfer zunimmt, nicht abgegangen; es hatte dies erhebliche Unterschiede in der Beanspruchung des Wölbmateriales in Scheitel und Kämpfer, verglichen mit den gefährlichen Fugen zur Folge; bei den später ausgeführten Betonbrücken sind jedoch die Gewölbstärken vom Scheitel gegen die gefährlichen Fugen wachsend und von da gegen die Kämpfer abnehmend so gestaltet worden, dafs die gröfsten Inanspruchnahmen an sämtlichen bezeichneten Stellen annähernd gleich grofs und Zugspannungen fast vollständig vermieden werden; es steht selbstverständlich einer ebensolchen Anordnung auch bei Steinbrücken nichts im Wege, wobei der etwas unschöne Verlauf der äufseren Wölbungslinien in den Gewölbstirnen auch durch eine stetig gekrümmte Linie ersetzt werden kann.

Sämtliche bis heute in Württemberg ausgeführten Gelenkbrücken erhielten sogenannte verlorene Widerlager, um die Übertragung der Schubkraft der Gewölbe auf die Fundamentflächen möglichst klar zum Ausdruck zu bringen.

Der Aufbau auf dem Brückengewölbe erfolgte teils mit offenen Entlastungsbogen, teils mit vollen Stirnen und Entlastungsgewölben oder -Räumen parallel denselben; die erstere Anordnung gestattet eine zutreffendere Beurteilung der Wirkung der Belastungen durch Eigengewicht und Verkehr auf das Brückengewölbe, auch ist dieselbe meist schöner als geschlossene Brückenstirnen; dagegen übertragen die der Länge der Brücke nach verlaufenden Mauern der Entlastungsräume die äufseren Lasten gleichmäfsiger auf das Gewölbe, wodurch dasselbe günstiger beansprucht wird. Bei sehr flachen Gewölben, insbesondere für Eisenbahnverkehr, wird indessen häufig eine vollständige Füllung zwischen den Brückenstirnen der Anordnung von Entlastungsgewölben überhaupt vorzuziehen sein. Die Abdeckung der Brücken erfolgte in gewöhnlicher Weise durch Asphaltplatten, was für Strafsenbrücken vollkommen ausreichend war.

Die zu den Brückenbauten verwendeten Lehrgerüste zeigen keine Besonderheit, sie wurden ganz aus Tannenholz, sorgfältig zusammengearbeitet, hergestellt und meist auf Sandtöpfe, später auf Hebeschrauben gestellt; sämtliches Wölbmaterial ist — zweckmäfsig geordnet — auf den Lehrbögen gleichmäfsig verteilt aufgeschichtet, ehe die Wölbung begann; die Lehrgerüste sind der zu erwartenden Senkung entsprechend überhöht; die Gewölbsenkung konnte auf Grund der auf S. 6 angegebenen Ergebnisse der Zusammendrückung von Mauerwerkskörpern genügend genau voraus berechnet werden.

Nach Fertigstellung der Widerlager sind die Gewölbquader erst trocken auf eingelegte Tannenholzschienen mit 20 bis 25 mm Fugendicke versetzt worden. Die Bleistreifen wurden in der Mitte der Kämpfer- und Scheitelfugen eingelegt, mit Bleidollen oder Weichholzklötzchen befestigt und möglichst fest auf ihre Unterlage eingetrieben. Die Länge der einzelnen Bleistreifen betrug ca. 1 m, sie standen unter sich und von

den Gewölbstirnen etwa 10 cm ab; auch die Bleifuge wurde durch Holzkeile in der richtigen Weite und Lage erhalten.

Das Wölben geschah von den Kämpfern gleichmäfsig gegen den Scheitel fortschreitend. Sämtliche Gewölbquaderfugen wurden möglichst rasch, gleichzeitig und gleichartig mit feuchtem Cementmörtel in der Zusammensetzung 1 Cement : 2 Sand ausgefüllt und mit Flacheisen festgestofsen; die Holzschienen konnten hierbei aus den Fugen gezogen werden. Die Bleifugen blieben offen.

Einen Monat nach Gewölbschlufs erfolgte das Ausschalen durch recht gleichmäfsiges Leeren der Sandtöpfe, zuweilen ist indessen schon nach 14 Tagen ein leichtes Ablassen des Gewölbes erfolgt.

Der Aufbau über dem Gewölbe wurde meist sofort nach Schlufs desselben begonnen und fortgeführt, obgleich es besser gewesen wäre, hiemit bis nach vollzogener Ausschalung zuzuwarten.

Über den Gelenkfugen blieben Mauer- oder Betonschlitze offen, damit sich das Gewölbe ungehindert bei der zunehmenden Belastung zu bewegen vermochte; diese Schlitze wurden erst geschlossen, wenn die Gelenkfuge neben den Bleiplatten vollständig gefüllt war, was geschah, wenn nahezu die ganze Last auf das Gewölbe aufgebracht war, welche es künftig zu tragen hatte. Zur Füllung der Gelenkfugen wurde dünnflüssiger Portland-Cement-Mörtel verwendet.

Unzweifelhaft richtiger wäre es, die Bleifugen dauernd offen zu lassen, weil hierbei für jede Belastungsweise der Brücke Gewähr für die räumlich eng begrenzte Lage der Drucklinie gegeben und weil insbesondere das Auftreten von Beanspruchungen durch Temperaturveränderungen fast vollständig ausgeschlossen sein würde; allein es ist auch nicht zu fürchten, dafs das Füllen der Bleifugen, nachdem nahezu das ganze Eigengewicht der Brücke auf dieselben zur Wirkung gekommen ist, eine nennenswerte Veränderung in dem Angriffspunkte des Scheitel- und Kämpferdruckes beim Eintreten der Verkehrsbelastung zur Folge haben kann; jedenfalls wird das Blei durch das Einbetten von Portland-Cement gegen langsame Zerstörung im Laufe der Jahrhunderte gesichert.

Die oben erwähnten Schlitze in den Stirnmauern und den Zwischenmauern der Entlastungsgewölbe, welche insbesondere das ungehinderte Spiel der Brücke bei Temperaturschwankungen sichern, sind bei späteren Brückenausführungen in der erforderlichen Weite offen belassen worden.

Über das Wesentlichste einer Anzahl der seit 1885 erbauten Steinbrücken geben die Tabellen auf S. 50 bis 53 Aufschlufs; in der ersteren ist insbesondere versucht worden, mit Zuhilfenahme der Versuchsergebnisse über Zusammendrückung von Mauerwerkskörpern die Scheitelsenkungen für sämtliche Brücken zu berechnen; die nicht unwesentliche, allein ohne Versuche über das Einbringen des Bleies in rauhe Steinflächen zur Zeit noch nicht sicher zu beurteilende Zusammendrückung der Bleieinlagen wurde hierbei vernachlässigt; dessenungeachtet stimmen die berechneten und die thatsächlichen Senkungen — von der Brücke No. 5 abgesehen — befriedigend überein.

Strafsenbrücke über die Enz bei Höfen (Württemberg) 1885, Taf. I, Fig. 1 bis 5. Die sichtbare Spannweite der Brücke beträgt 28 m, die Pfeilhöhe 2,8 m, die thatsächliche Spannweite in Fundamenthöhe dagegen 41 m. Die Brücke mufste für kleinen Verkehr billig gebaut werden und hat deshalb nur 2,5 m Fahrbahn und beiderseitig 0,7 m breite erhöhte Nebenwege, sonach eine Gesamtbreite von 3,9 m zwischen den Geländern erhalten. Der Baugrund ist fester Buntsandsteinfelsen, der 2 m unter Wasser ansteht. Das Gewölbfundament ist aus Stampfbeton im Verhältnis 1 Cement : 3 Sand : 6 Sandsteingeschläge mit Zugabe von 30% Sandsteineinlage, schichtenförmig nach dem Bogenhalbmesser hergestellt worden. Auf dem Beton sitzt rauhes Bruchsteingemäuer, in Cementmörtel 1 Cement : 3 Sand versetzt, auf.

Das Lehrgerüst wurde teils auf eingerammte Pfähle, teils auf rauh gemauerte Steinpfeiler aufgesetzt unter Verwendung von Sandtöpfen; es wurde vor Beginn der Wölbung mit sämtlichem Wölbmaterial belastet, wobei Senkungen bis zu 3 mm beobachtet worden sind. Die zum Wölben verwendeten, rauh bearbeiteten Buntsandsteinquader besafsen im Mittel 953 at Druckfestigkeit. In der Mitte der Kämpfer- und der Scheitelfuge sind 20 mm dicke Bleiplatten, 1,05 m lang, in 10 cm Abstand, auf $^1/_3$ der Fugenbreite eingelegt, fest angetrieben und gegen Abrutschen gesichert worden; die bezeichneten Fugen wurden provisorisch gegen das Eindringen von Sand u. dergl. durch Einlegen von Wergzöpfen geschützt.

Das Versetzen der Wölbsteine geschah mit 2 Laufkranen unter Einhaltung einer Fugenweite von 15 mm trocken auf Lättchen von Weichholz, 50/15 mm im Querschnitt grofs; schichtenweise erfolgte die Füllung der Fugen mit dickflüssigem Portland-Cement-Mörtel im Verhältnis 1 Cement : $1^1/_2$ Sand; in $7^1/_4$ Arbeitstagen wurde das Gewölbe von 2 Maurerpartien versetzt.

Das erste Absenken des Gewölbes konnte schon 15 Tage nach dem Gewölbschlufs erfolgen; vier Wochen später, nach Vollendung der Ausmauerung, erfolgte die vollständige Freilegung des Bogens ohne irgend eine Beschädigung des Gewölbes.

Die bei dem Ausschalen beobachteten Bewegungen der Gelenkfugen sind aus folgender Zusammenstellung ersichtlich:

Beobachtungsstelle	Fugenweite flufsauf		Fugenweite flufsab	
	äufsere Leibung	innere Leibung	äufsere Leibung	innere Leibung
	mm	mm	mm	mm
Kämpfer am linken Ufer nach dem Gewölbschlufs	29	12	26	18,5
" " " " " " Ausschalen	30,5	10,5	26,5	15,5
" " " " " gänzl. Fertigstellung	30,3	10,5	26,3	15,4
Scheitel nach dem Gewölbschlufs	21	23	17	24
" " " Ausschalen	19	22,3	14,5	24,8
" " gänzlicher Fertigstellung	18,6	22,3	14,3	24,7
Kämpfer am rechten Ufer nach dem Gewölbschlufs	33	14	32	18
" " " " " " Ausschalen	33,6	11,5	32,4	15,9
" " " " " gänzl. Fertigstellung	33,4	11,1	32,2	15,7

Der Aufbau der Brücke erfolgte gleichfalls mit rauh bearbeiteten Bruchsteinen in Portland-Cement-Mörtel im Verhältnis 1 Cement : 3 Sand; kräftige an ihrer Rückseite verankerte Kragsteine tragen Steinplatten für erhöhte Nebenwege und ein schmiedeisernes Geländer.

Der Rücken des Brückengewölbes wurde 3 cm stark mit Portland-Cement-Mörtel im Verhältnis 1 Cement : 3 Sand abgedichtet; über die ganze Brücke weg ist unter der Fahrbahn eine 7 mm dicke Asphaltfilzdecke gelegt worden, auf welcher in einer Kiesschicht die Abwässerung stattfindet.

Die senkrechten Bewegungen des Brückenscheitels beim Übergang einer eincylindrigen, mit sechs Pferden bespannten Strafsenwalze von ca. 5500 kg Gewicht sind aus folgender Tabelle ersichtlich.

	Scheitelsenkung	
	flufsauf	flufsab
	mm	mm
Bei ruhender Last	0,35	0,35
Bei der Bergfahrt, 2°/₀ Steigung	0,48	0,50
" " Thalfahrt, 2°/₀ Gefälle	0,62	0,75

Die Beobachtungen wurden mit dem Amsler'schen Senkungsmesser gemacht, der Gewölbscheitel ging nach Wegnahme der Belastung wieder vollständig in seine ursprüngliche Lage zurück.

Die leer gebliebenen Teile der Bleifugen sind nach Fertigstellung der Brücke gereinigt und mit Cementmörtel vergossen worden.

Die Forbach-Brücke bei Baiersbronn (Württemberg), 1889/90 gebaut, Taf. I, Fig. 11 bis 15, überschreitet den Forbach unter einem Winkel von 45° und liegt in 2,77°/₀ Strafsengefälle; sie hat 25 m sichtbare Spannweite bei 3 m Pfeilhöhe und 29,6 m Spannweite in Fundamenthöhe gemessen; die Breite

Lfde. No.	Bezeichnung der Brücke	Baugrund	Stützweite m	Spannweite m	Pfeilhöhe m	Brückenbreite m	Baumaterial	Bauweise	Gewölbstärke im Kämpfer m	Gewölbstärke im Scheitel m	Bleieinlagen Dicke mm	Bleieinlagen Breite im Kämpfer mm	Bleieinlagen Breite im Scheitel mm
1	**Enz-Brücke** bei Hofen 1885	Fester unterer Buntsandsteinfelsen, 2 m unter N.W.	44,0	28,0	2,8	3,9	Waldfindlinge aus dem Buntsandstein, 935 at Druckfestigkeit	Quadergewölbe, Fundament Bruchsteinmauerwerk und Stampfbeton	1,5	1,0	20	500	350
2	**Enz-Brücke** oberhalb Wildbad (Gulde-Brücke) 1886	Fester unterer Buntsandsteinfelsen, 3 m unter N.W.	22,6	15,6	3,25	7,0	dto. 760 at Druckfestigkeit	Quadergewölbe mit Betonierung des äußeren Teiles, Fundament Beton mit Steineinlagen, 30° schräg	0,8	0,5	20	200	200
3	**Glatt-Brücke** bei Neuneck 1886	Fester mittlerer Buntsandsteinfelsen, 2 m unter N.W.	23,0	17,0	3,0	5,5	Gebrochene harte Buntsandsteine	dto.	0,8	0,4	20	200	100
4	**Murr-Brücke** bei Marbach 1887	Fester geschichteter Muschelkalkfelsen, 2 m unter N.W.	49,5	32,0	3,0	6,2	Keupersandsteine von 611 at, Muschelkalk von 1059 at, Beton von 83 bis 104 at, 117 bis 131 at, 115 bis 146 at, Buntsandstein von 750 at Druckfestigkeit	Quadergewölbe auf Betonfundamenten mit Steineinlagen	1,5	1,2	20	500	400
5	**Murg-Brücke** unterhalb Baiersbronn 1889	Fester Granitfelsen, anstehend	40,0	33,0	3,3	6,6	Gebrochene Buntsandsteine, für das Gewölbe harte Waldfindlinge aus Buntsandstein 655 at Druckfestigkeit	Quadergewölbe mit wenig Betonausfüllung, Fundament Mauerwerk und Beton aus Granitschotter, 22° schräg	0,8	0,6	20	180	170
6	**Forbach-Brücke** in Baiersbronn 1890	Fester Granitfelsen	32,0	25,0	3,0	6,6	dto.	dto. 45° schräg	0,8	0,6	20	130	110

Zeit zum Wölben	Ruhezeit bis zum Ausschalen	Senkung des Scheitels		Größte Inanspruchnahme des Baumateriales				Größte Inanspruchnahme in der Bleifuge, gleichförmig verteilt	Bauzeit	Brückenbaukosten					
		beim Ausschalen	im Ganzen	im Fundament	im Kämpfer	in der Bruchfuge	im Scheitel			Gründung und Aufbau bis zu den Kämpfern	Lehrgerüst	Aufbau über dem Kämpfer	Gesamt-Aufwand	auf 1 qm Brückenoberfläche für die sichtbare Spannweite	auf 1 qm Brückenoberfläche für die Stützweite
Tage	Tage	mm	mm	at	at	at	at	at	Monate	M.	M.	M.	M.	M.	M.
7	35	40	56	8,4	13,5	24,0	18,0	60	10	7753	4354	12370	24477	224	142
10	14	11	18	4,5	10,5	21,0	7,3	46	5	5160	1329	7868	14357	131	91
—	36	15	15	4,7	5,4	15,3	8,2	36	3		—	—	8000	85	63
21	42	39	55	7,0	16,1	23,1	18,4	55	8	8755	2550	21136	32441	164	105
13	28	92	163	17,8	31,8	50,9	40,8	115	4	3206	2594	12910	18710	86	71
12	18	20	45	5,6	18,5	56,4	22,1	102	4	2527	2070	10013	14610	88	69

Lfde. No.	Brücke	Linke Widerlager								Rechte Widerlager							
		Länge in der Drucklinie	Druck im Fundament	Druck im Kämpfer	Vergleich. Druck im Fundament	Zusammendrückung Millionstel der Länge	Zusammendrückung des Fundamentes			Länge in der Drucklinie	Druck im Fundament	Druck im Kämpfer	Vergleich. Druck im Fundament	Zusammendrückung Millionstel der Länge	Zusammendrückung des Fundamentes		
							in der Richtung der Drucklinie	senkrecht (a)	horizontal (b)						in der Richtung der Drucklinie	senkrecht (a')	horizontal (b')
		cm	at	at	at		cm	cm	cm	cm	at	at	at		cm	cm	cm
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1	**Enz-Brücke** unterhalb Hofen	978	6,7	13,5	10,1	314	0,307	0,174	0,253	1010	6,7	13,5	10,1	314	0,317	0,186	0,257
2	**Enz-Brücke** oberhalb Wildbad (Gulde-Brücke)	540	4,5	7,1	5,8	185	0,100	0,080	0,061	660	4,5	6,5	5,5	176	0,116	0,095	0,066
3	**Glatt-Brücke** bei Neuneck	380	4,7	5,0	4,85	157	0,059	0,045	0,037	420	4,7	5,0	4,85	157	0,065	0,050	0,043
4	**Murr-Brücke** bei Marbach	1014	4,04	16,1	10,07	311	0,318	0,178	0,263	1128	4,8	16,1	10,45	327	0,368	0,209	0,302
5	**Murg-Brücke** bei Baiersbronn	608	8,4	23,0	15,7	478	0,290	0,163	0,240	187	13,7	26,0	19,85	589	0,110	0,049	0,099
6	**Forbach-Brücke** bei Baiersbronn	315	5,6	9,0	7,3	231	0,072	0,044	0,058	568	6,2	9,0	7,6	240	0,136	0,086	0,106

der Brücke zwischen den Geländern beträgt 6,6 m; die Gewölbstärke im Scheitel mifst 0,60 m, im Kämpfer 0,80 m. Die Brücke ruht auf Granitfelsen, die Fundamente sind aus Stampfbeton und Bruchsteingemäuer in derselben Weise hergestellt worden, wie an der Enz-Brücke bei Höfen.

Die Lehrgerüste wurden auf Betonpfeiler und Sandtöpfe gestellt; die Einschalung bestand aus 7 cm dicken Dielen, welche in 5 mm Abstand lagen, auf die Schalung wurden die Gewölbstirnen und die Lagerfugen der inneren Leibung aufgezeichnet und hierauf das Lehrgerüst belastet; die Bearbeitung der Stirnsteine nach den Gewölbstirnflächen geschah unter Abnahme der Schräge, die von 67° bis 113° wechselte, mittels eines beweglichen Steinhauerwinkels von der Gewölbschalung.

In den Scheitel und die sichtbaren Kämpfer sind Bleiplatten von 11 und 13 cm Breite und 2 cm Dicke in Stücken von je 0,95 m Länge in 6 Abtreppungen eingelegt worden.

Die Fugenweite im Gewölbe betrug 2 cm, sämtliche Gewölbquader wurden erst trocken auf Holzlättchen versetzt und sodann gleichzeitig gleichmäfsig und satt mit feuchtem Portland-Cement-Mörtel im Verhältnis 1 Cement : 2 Sand ausgestofsen. Das Wölben erforderte 12 Tage. Das Ausschalen des Gewölbes erfolgte schon nach 18 Tagen, wobei die Senkungen des Scheitels 19 bis 21 mm erreichten, die sich bis zur Fertigstellung des Brückenaufbaues auf 42 bis 48 mm vergröfserten; dabei zeigte sich eine gröfste Erweiterung der Kämpferfugen in der äufseren Leibung von 0,4 mm, der Scheitelfuge in der inneren Leibung von 0,1 mm; die Bleiplatten verblieben auf ihre ganze Länge dicht an den Quadern. Die Bauzeit für die ganze Brücke betrug nur 4 Monate.

Gesamtbetrag der Widerlager-verschiebungen		Bogen						Summe von 1/2 Bogen-verkürzung + 1/4 Aus-weichen der Widerlager	Scheitel-senkung durch Bogen-zusammen-drückung und Aus-weichen der Widerlager	Gesamt-Scheitel-senkung nach dem Ausschalen		Bemerkungen
verglichen senkrecht $\left(\frac{a+a^1}{2}\right)$	insgesamt horizontal $(b+b^1)$	halbe Länge in der Drucklinie	Druck im Kämpfer	Druck im Scheitel	Verglich. Druck im Gewölbe	Zusammendrückung Millionstel der Länge	Verhältnis Pfeil zu halber Sehne			be-rechnet (Col. 28 + 19)	that-sächlich	
[illegible]	cm	cm	at	at	at			cm	mm	mm	mm	
19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
0,180	0,510	1445	13,5	18,0	15,7	478	1 : 5	0,691 + 0,255 0,946	47,3	49,1	56	
0,087	0,127	850	7,1	7,3	7,2	228	1 : 2,4	0,193 + 0,063 0,256	6,2	7,0	18	
0,047	0,080	950	5,4	8,2	6,8	216	1 : 2,83	0,205 + 0,040 0,245	6,9	7,4	15	
0,193	0,565	1660	16,1	18,4	17,25	520	1 : 5,16	0,863 + 0,282 1,145	59,1	61,0	55	
0,106	0,339	1725	23	31,9	27,5	762	1 : 5	1,314 + 0,169 1,483	74,1	75,2	163	Mangelhafte Ausführung des Mauerwerkes kann allein die Ursache der gröfseren Senkung sein.
0,065	0,164	1320	15,9	18,8	17,35	522	1 : 4,09	0,689 + 0,082 0,771	31,5	32,2	45	

Die Brücke über den Elbe-Park in Hamburg, erbaut 1895, von 37 m Spannweite, 6 m Pfeilhöhe, 1,4 m Scheitel- und 1,8 m Kämpferdicke mit verlorenen Widerlagern aus Backsteinen mit Werksteinverkleidung der Stirne, hat im Scheitel und in den Kämpfern Bleieinlagen nach Leibbrand'schem System mit gutem Erfolg erhalten.

IV. Betonbrücken ohne Eiseneinlagen.

1. Allgemeines.

Mit zunehmender Vervollkommnung der Herstellung von Portland-Cement hat auch der Bau von Betonbrücken in grofsem Mafsstabe zugenommen und Fortschritte gemacht; es hängt dies insbesondere zusammen mit der Zunahme der Festigkeit, welche Cement und Beton durch feinere Mahlung, Zunahme der Gleichartigkeit, weitergehende Erkenntnis

der physikalischen und chemischen Eigenschaften des Cementes und durch Verbesserung der Herstellung gleichartigen Betons durch Verwendung von Maschinen für Betonbereitung erhalten haben.

Die bekannten Grofsunternehmungen Dyckerhoff-Biebrich, Liebold-Holzminden und Wayfs-Berlin haben sich besonders hervorragende Verdienste um die Vervollkommnung der Betonbauten im letzten Jahrzehnt erworben. Dyckerhoff fafst seine Ratschläge über Herstellung von Betonbauten in Folgendem zusammen[35]): Für Gewölbe empfehle sich als Mischungsverhältnis 1 Raumteil Portland-Cement auf 5 bis 6 Raumteile Kiessand und 5 bis 6 Raumteile Kiessteine oder 7 bis 8 Raumteile harten Steinschlag; der Wert des Kiessandes, welcher in Verbindung mit dem Cement den Mörtel abzugeben habe, solle hierbei zuvor auf seine Güte durch Vornahme von Zugproben mit der zu verarbeitenden Mörtelmischung festgestellt werden; hartem Steinschlag wird als Zusatz zu dem Kiessand vor Kiessteinen der Vorzug gegeben, wo es die Preisverhältnisse des ersteren gestatten.

Bei Stampfbetonbauten wird 5fache Konstruktionssicherheit als zureichend erachtet. Die Bereitung und Bearbeitung des Betons soll in folgender Weise geschehen: Zu jeder Mischung wird ein Sack zu 70 kg = 50 l Portland-Cement verwendet und der erforderliche Kiessand beigegeben; der Cement ist über den abgemessenen Kiessand auszubreiten, je nach der Beschaffenheit des Sandes ist beides erst 3 bis 4mal trocken und hernach unter allmählichem Zugiefsen von Wasser etwa noch 3mal durchzuarbeiten, bis eine gleichmäfsig feuchte Masse entsteht; die gemessenen, gut abgespülten Steine werden hierauf mit dem fertigen Kiessandmörtel zusammengemischt und 2 bis 3mal durchgearbeitet.

Der so zugerichtete Beton soll in unmittelbarer Nähe der Verwendungsstelle liegen, in Schichten von 18 bis 20 cm sorgfältig eingefüllt und mit 12 bis 15 kg schweren Stämpfeln, die unten etwa 20 cm Breite haben, so lange gestampft werden, bis sie dicht sind und bis sich Wasser auf der Oberfläche zeigt.

Wo der Beton wasserdicht gemacht werden mufs, ist er mit reinem Cementmörtel-Verputz zu versehen, bestehend aus 1 Raumteil Portland-Cement und 2 bis $2\frac{1}{2}$ Raumteilen Sand, dem noch 0,1 Raumteil Fettkalk in Form von Kalkmilch beigesetzt werden kann, um den Mörtel geschmeidiger zu machen; der dickbreiige Mörtel wird in 2 bis 3 Lagen auf die rauhe und gereinigte Betonfläche etwa 10 mm stark aufgebracht, mit dem Richtscheit abgezogen und mit hölzernen Scheiben abgerieben; wenn der Mörtel abgebunden hat, wird noch eine Lage reiner Cementbrei aufgebracht und mit der Filzscheibe geglättet.

2. Kleinere Betonbrücken.

Nach diesen Grundsätzen wurden von Dyckerhoff unter anderen hergestellt: 2 Brücken für Überführung des sogenannten Flügelweges und der Weiseritz unter der Bahn bei Dresden[36]), 17 und 18 m weit; der Beton für das Grund-, Stirn- und Flügelmauerwerk bestand hierbei aus 1 Raumteil Cement auf 7 Raumteile Kiessand und 9 Raumteile harten Steinschlag; die Gewölbe wurden im Verhältnis 1 : 6 : 8 hergestellt, wobei die gröfste Druckspannung im Scheitel zu 12,7 at angegeben wurde.

[35]) Deutsche Bauz. 1888, S. 242.

[36]) Deutsche Bauz. 1894, S. 493, mit Abb. — Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1894, S. 461, mit Abb.

Besondere Erwähnung verdienen ferner eine grofse Zahl von Überbrückungen, welche die Königl. Bayerische Staatseisenbahn-Verwaltung zur Überführung von Wegen über Bahngleise in den letzten Jahren ausführen liefs; dieselben bestehen aus einem mittleren Korbbogen, auf welchen sich beiderseits zwei eben solche grofse Entlastungsbögen aufsetzen; z. B. die Bavaria-Brücke in München, über 4 Gleise von München-Centralbahnhof nach München-Südbahnhof führend, 1895 gebaut, 19,5 m weites, schiefes Gewölbe aus 5 Mittelpunkten, 9 m breit mit 0,5 m Scheitelstärke; die beiden seitlichen, auf dem Hauptgewölbe aufsitzenden Sparbögen haben 7,2 m Weite bei 3,2 m Höhe und 0,45 m Scheitelstärke.

Die Inanspruchnahme der Hauptbögen beträgt bei 700 kg/qm Verkehrslast 14,5 at, die Fundamente werden mit 3,1 at geprefst. Der Beton ist zusammengesetzt für die Fundamente 1 Cement : 4 Sand : 8 Kies, für die Bögen 1 Cement : 3 Sand : 6 Kies; der Schlufs der Hauptgewölbe erfolgte im Scheitel und an den Stellen, an welchen die Sparbögen auf dem Hauptgewölbe aufsitzen, gleichzeitig; zu der Auffüllung auf den Gewölben wurde Beton mit 1 Cement : 5 Sand : 20 Kies verwendet; die Abdeckung geschah mittels Teerpappe.

Bei der grofsen Zahl Brücken ähnlicher Art, welche die Königl. Bayerische Staatseisenbahn-Verwaltung als Ersatz für abgängige Holzbrücken zu erbauen hat, werden mit Vorteil eiserne Lehrgerüste verwendet; dieselben bestehen aufserhalb des Profiles des lichten Raumes zu beiden Seiten aus segmentartigen Gestellen, auf welche Blechbalken in der Mitte aufgezogen werden. Die Aufstellung eines solchen Gerüstes erfordert 2 bis 6 Tage, der Abbruch 1 bis 2 Tage. Das aus Walzeisen in einzelnen Bänken in einfachster Weise hergestellte Gerüst wiegt bei 7,7 m Wegbreite 11 t, die Anschaffungskosten betragen mitsamt 2 Aufzügen für die Blechträger 5600 M., die Kosten der Aufstellung und des Abbruches 60 M. und die Gesamtkosten einer solchen Brücke für eine zweigleisige Bahn 7200 bis 11 500 M.

Weniger sparsam bezüglich des Cementgehaltes als die Dyckerhoff'schen Brücken, jedoch mit Gelenken oder gelenkartigen Einlagen versehen und in den Spannweiten und Pressungen viel weitergehend, sind die Betonbrücken von Leibbrand-Stuttgart.

---

3. Beton-Gelenkbrücken.

Das ausgebildetste und gröfste dieser Bauwerke ist die Betonbrücke über die Donau bei Munderkingen (Württemberg)[37], 1893. Der Aufstellung des Entwurfes gingen, da es sich bei den gegebenen örtlichen Verhältnissen nur um eine Betonbrücke handeln konnte, Versuche über die Druckfestigkeit und Elasticität von Betonkörpern verschiedener Zusammensetzung voraus, die in dem mechanisch-technischen Laboratorium in München vorgenommen wurden; die Betonmaterialien wurden nach München gesendet und dort zu Probekörpern verarbeitet; von jeder Gattung wurden drei würfelähnliche Körper 12/12/14 cm grofs und drei Prismen 12/12/30 cm grofs hergestellt, und die letzteren wurden für die Elasticitätsmessungen verwendet. Die Probestücke blieben 1 bis 2 Tage in den Formen und wurden hernach 28 Tage unter Wasser gesetzt, worauf die Versuche begannen.

Das Vorhandensein schönen, der Juraformation entstammenden Kieses und Sandes unmittelbar an der Baustelle, sowie die Nähe der vorzügliche Fabrikate liefernden oberschwäbischen Cementfabriken in Ehingen, Blaubeuren u. s. w. legte es nahe, als hauptsächlichstes Baumaterial für die Brücke Beton zu wählen. Zuvor wurden jedoch in dem mechanisch-technischen Laboratorium der Technischen Hochschule in München eingehende Versuche mit einer Reihe von verschiedenen Betonmischungen gemacht, um sichere Anhaltspunkte über die Festigkeit und Zusammendrückbarkeit der zu verwendenden Baumaterialien zu erhalten. Die Betonmaterialien wurden dem genannten Laboratorium zugeschickt, von letzterem sind hernach für jede Betongattung drei würfelähnliche Körper

[37]) Zeitschr. f. Bauw. 1894, S. 541, Bl. 64/65.

No.	Mischungsverhältnis der Probekörper	Druckfestigkeit der Formen		Koefficient		Würfelfestigkeit $\lambda + \mu$
		12/12/14 cm at	12/12/30 cm at	λ	μ	at
I.	1 Cement : 2 Mainsand : 4 Basaltschotter	221	158	118	138	256
II.	1 „ : 3 Basaltgries : 6 Juraschotter	142	88	41	118	159
III.	1 „ : 2 Donausand : 4 Donaukies (geworfen) . .	152	111	75	90	165
IV.	1 „ : 2½ „ : 5 „ „	132	87	48	98	146
V.	1 „ : 3 „ : 6 „ „	119	85	56	74	130
VI.	1 „ : 3 „ : 6 „ „ (rasch bindend).	97	66	39	68	107

von 12/12 cm Grundfläche und 14 cm Höhe, sowie drei Prismen von derselben Grundfläche und 30 cm Höhe hergestellt worden; die Materialien wurden erst trocken gemischt und dann Wasser in solcher Menge zugesetzt, dafs sich dasselbe beim Feststampfen in die gufseisernen Formen an der Oberfläche zeigte; die Probestücke blieben 1 bis 2 Tage in der Form, sie wurden hernach ausgeschalt und 28 Tage ins Wasser gesetzt, worauf die Druck- und Zusammendrückungsproben erfolgten; zu ersteren wurden nur die 14 cm hohen, zu letzteren die 30 cm hohen Probekörper verwendet.

Die Ergebnisse der Versuche sind in der Hauptsache in der obenstehenden Tabelle enthalten. Hiebei ist zu beachten, dafs die Versuchskörper nicht genaue Würfel darstellten und dafs deshalb zur Ermittelung der Würfelfestigkeit die durch die Versuche gefundenen Zahlen nach der Formel

$$s_0 = \lambda + \mu \cdot \frac{a}{h}$$

berichtigt werden mufsten, in welcher s_0 die Druckfestigkeit des würfelförmigen Körpers, a die Querschnittsseite, h die Höhe des Versuchskörpers und λ und μ Koefficienten bezeichnen.

Aus der obigen Tabelle ist zunächst ersichtlich, in welch hohem Mafse der aus Basaltschotter hergestellte Beton der Probe I dem aus Donaukies hergestellten Beton der Probe IV bezüglich der Bruchfestigkeit überlegen ist; der Vergleich der Proben II und V ergiebt dasselbe für Juraschotterbeton, es wurde deshalb für das Brückengewölbe Schotter aus Jurakalksteinen und groben Kieseln, die beide in einer Steinquetschmaschine zerkleinert wurden, verwendet.

Die Zusammendrückung der verschiedenen Betonproben ist, insolange es sich um Inanspruchnahmen bis zu 30 at handelt, nicht wesentlich verschieden, erst bei höheren Inanspruchnahmen zeigen sich Verschiedenheiten; der gröfseren Druckfestigkeit entspricht dabei eine kleinere Zusammendrückung, eine Elasticitätsgrenze der Betonproben ist nicht vorhanden, die Grenze der Stetigkeit der Zusammendrückung ist jedoch aus der Tabelle mit genügender Sicherheit erkennbar; sie liegt etwa für Basaltschotterbeton bei 120 at, für Juraschotterbeton bei 63 at, für Donaukiesbeton bei 70 at, bei Beton aus rasch bindendem Cement bei 30 at.

Zusammendrückung in Millionstel der ursprünglichen Länge bei Belastung in Atmosphären																				
0	6,94	13,89	20,83	27,78	34,72	41,66	48,61	55,55	62,50	69,44	76,38	83,33	90,27	97,22	104,16	111,10	118,05	124,99	131,94	138,88
0	13	27	42	56 −58	74	90	107	126 −129	146	164	183	203 −210	229	250	274	298 −312	344	381	335	374
0	17	35	56	78 −79	103	127	155	187 −196	229	281	300	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0	16	33	52	72	92	113	133	154 −158	178	201	225	249 −259	296	308	312	338	—	—	—	—
0	16	33	52	70 −71	89	108	127	147 −151	171	196	224	281 −381	425	—	—	—	—	—	—	—
0	15	33	52	73 −75	95	117	139	163 −166	188	221	238	278 −307	363	432	—	—	—	—	—	—
0	17	35	55	72 −79	101	134	250	390	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Bei der Ausführung der Brücke gelangte Portland-Cement der oberschwäbischen Cementwerke Ehingen-Blaubeuren zur Verwendung, von dem jede angelieferte Wagenladung auf Raumbeständigkeit, Feinheit der Mahlung und Zugfestigkeit untersucht wurde; der für das Gewölbe bestimmte Cement mufste besonders fein gemahlen sein, in dem Normalsieb von 900 Maschen auf 1 qcm blieb kein Rückstand, bei 5000 Maschen dagegen betrug der letztere 15%, bei dem übrigen Portland-Cement blieben auf dem Sieb mit 900 Maschen $1^1/_2$%, mit 5000 Maschen 24% Rückstand. Die verlangte Feinheit der Mahlung geht weit über die allgemeinen Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung des Portland-Cementes, die 10% Rückstand beim 900 Maschensieb zulassen, hinaus; nicht zum geringsten Teil ist gerade diesem Umstande die grofse Festigkeit des Betons zuzuschreiben.

Die Volumbeständigkeit des verwendeten Cementes wurde normenmäfsig mit Cementkuchen auf Glasplatten untersucht und haben sich hiebei weder Verkrümmungen noch Kantenrisse wahrnehmen lassen. Die Festigkeitsproben wurden mit den Apparaten der Cementfabrik Ehingen ausgeführt.

Die Probekörper mit 5 qcm Bruchquerschnitt waren aus 1 Gewichtsteil Cement und 3 Gewichtsteilen Normalsand hergestellt, 1 Tag an der Luft und 6 Tage unter Wasser gelegen und zeigten folgende Zugfestigkeiten:

Materialgattung	Bindezeit	Zahl der Untersuchungen (vor dem 25. Juli 1893)	Zugfestigkeit von — bis (vor dem 25. Juli 1893)	Zugfestigkeit Mittel (vor dem 25. Juli 1893)	Zahl der Untersuchungen (nach dem 25. Juli 1893)	Zugfestigkeit von — bis (nach dem 25. Juli 1893)	Zugfestigkeit Mittel (nach dem 25. Juli 1893)
	Std.		at	at		at	at
Rasch bindender Portland-Cement . . .	$^1/_2$	45	10,2—20,2	14,6	—	—	—
Langsam bindender Portland-Cement von gewöhnlicher Feinheit	4	10	17,0—17,7	17,4	95	23,2—27,2	25,4
Fein gemahlener grauer Portland-Cement	4	60	15,9—26,3	18,7	20	25,7—32,5	29,2
" " roter "	—	—	—	—	9	26,6—33,0	29,3
" " grüner "	—	—	—	—	6	21,2—22,6	21,9
" " gelber "	—	—	—	—	3	20,0—26,5	23,7

Die vor dem 25. Juli 1893 vorgenommenen Proben sind mit weniger Sorgfalt ausgeführt worden, als die später folgenden, die letzteren sind daher zuverlässiger; sie zeigen, von welch vorteilhaftem Einflufs die feine Mahlung des Cementes auf seine Zugfestigkeit ist.

Durch die chemische Untersuchung wurde ein Magnesiagehalt von höchstens 1,1% festgestellt.

Die zur Betonbereitung verwendeten Materialien sind nur in völlig reinem Zustande verwendet worden; der zum Gewölbbeton erforderliche Schotter von etwa 4 cm Normalgröfse wurde in einer neben dem Bauplatze aufgestellten und mittels einer Lokomobile betriebenen Steinquetschmaschine gebrochen.

Die Herstellung des Betons erfolgte in einer von einer Lokomobile betriebenen Mischtrommel, welche von der Maschinenfabrik Geislingen gebaut worden und im Besitz der Cementfabrik Ehingen war.

Sie besteht aus einem um eine horizontale Achse drehbaren Eisenblechcylinder von 1,50 m Durchmesser und 1 m Länge; in dem Cylinder befinden sich 40 Stahlkugeln von 12 cm Durchmesser und etwa 300 kg Gewicht; an dem Umfang der Mischtrommel ist auf ungefähr 50 cm Länge ein dem Blechmantel entsprechend gebogener Rost angebracht, dessen Stäbe nur 11 cm lichten Abstand haben, sodafs zwar die Betonmaterialien mittels eines Fülltrichters durch den Rost in die Trommel zu fallen vermögen, die Stahlkugeln jedoch nicht durchfallen können; der Rost wird mittels einer Blechklappe verschlossen und die Trommel durch eine mindestens 6pferdige Maschine in Bewegung gesetzt; die trockene Mischung währt etwa 2 Minuten, hernach wird durch die hohle Drehachse auf der einen Seite der Trommel von einem oberhalb derselben befindlichen Gefäfse aus Wasser in die Trommel gespritzt; die Menge des zuzuführenden Wassers kann durch einen Schwimmer mit Wasserstandszeiger geregelt werden; nach 3 Minuten weiterer Drehung der Trommel ist die Betonmischung fertig, die Bewegung wird gebremst, sobald der Rost nach unten gerichtet ist, und der fertige Beton fällt, wenn die Klappe über dem Rost geöffnet ist, in die untenstehenden Transportgefäfse. Da die Trommel 0,6 cbm fertigen Beton fafst, und Füllen und Entleeren derselben etwa 10 Minuten beanspruchen, so können mit einer Mischtrommel in 10stündiger Arbeitszeit 36 cbm fertigen Betons erzeugt werden. Die Wirkung der Maschine besteht nicht etwa darin, dafs Schotter, Kies und Sand weiter zerkleinert werden, vielmehr wird in der Hauptsache der Cement kräftig an die Flächen der übrigen Materialien gedrückt, fein und gleichmäfsig verteilt. Die Festigkeit des so erzeugten Betons war eine ungewöhnlich grofse; Probekörper von 10 cm Seitenlänge, welche aus dem für die Gewölbe bestimmten, im Verhältnis 1 Cement : 2,5 Sand : 5 Schotter gemischten Beton, wie er aus der Mischtrommel entnommen wurde, hergestellt worden sind, haben nach 7tägigem Erhärten an der Luft in 10 Fällen 141 bis 261, im Mittel 202 at Festigkeit ergeben, weitere 10 Proben nach 28 Tagen 201 bis 316 at, im Mittel sonach 254 at.

Versuche, die mit 4 zu Anfang des Monats August 1893 der Mischtrommel entnommenen Proben 5 Monate später in der Material-Prüfungsanstalt Stuttgart vorgenommen wurden, ergaben für Würfel von 20 cm Seitenlänge Druckfestigkeiten von 322 bis 347, im Mittel 332 at; nach 2 Jahren 7 Monaten 509 at, im Mittel 477 bis 520 at.

Wenn daher bei dem Entwurf der Brücke davon ausgegangen worden ist, dafs dieselbe in der Hauptsache, das heifst überall da, wo der Beton nicht blofs als Füllmauerwerk dient, bei voller Belastung mit etwa 34 at in Anspruch genommen werden dürfe, so wird dies im Hinblick auf die angewendete Behandlung der Baumaterialien

und die hierdurch erzielte Festigkeit des Betons gerechtfertigt erscheinen, vorausgesetzt, dafs die rechnerischen Grundlagen des Entwurfes die erforderliche Sicherheit darbieten.

Um auch in rechnerischer Beziehung den Entwurf der weitgesprengten Brücke zu sichern, wurden in das Gewölbe und zwar im Scheitel und in den beiden Kämpfern Gelenke eingelegt. Sie haben in erster Linie den Zweck, das Gewölbe zu einer statisch bestimmten Konstruktion zu gestalten; alle willkürlichen Annahmen bezüglich des Verlaufes der Druckkurven bei beliebiger Belastung der Brücke sind hiebei entbehrlich, jeder Teil der Konstruktion kann mit der dem heutigen technischen Wissen entsprechenden Sicherheit berechnet werden. Aufserdem haben derartige Gelenkeinlagen zur Folge, dafs die notwendigen Senkungen des Gewölbes, welche von der Zusammendrückung des Baugrundes, der Fundamente und des Bogens herrühren, vor sich gehen können, ohne dafs Risse in dem Gewölbe entstehen.

Die Brücke ist nach vorstehenden Grundzügen entworfen und ausgeführt als Betonbogenbrücke von 50 m sichtbarer Spannweite und 5 m Pfeilhöhe mit 3 Gelenken. Die Berechnung erfolgte unter Annahme einer Verkehrslast von 400 kg auf 1 qm; von der Untersuchung der Wirkung von Einzellasten, wie Dampfwalzen u. dergl., hat man mit Rücksicht auf das grofse Eigengewicht der Brücke abgesehen.

Das specifische Gewicht des Betons ist mit 2,3 in Rechnung genommen worden, obgleich Versuche an 5 Monate altem Gewölbbeton der Versuchsstücke 2,4 ergeben haben.

Die dem Bogen zu gebende Form wurde auf dem Wege des Versuches gefunden, sie ist der mittleren Drucklinie für Vollbelastung des Gewölbes annähernd gleichlaufend; die innere Leibung ist auf der linken Gewölbhälfte nach einem Halbmesser von 65 m, auf der rechten dagegen vom Scheitel auf $^2/_3$ der Gewölbhälfte nach 70 m, weiterhin nach 46 m Halbmesser gekrümmt. Die Gewölbdicke im Scheitel beträgt 1 m und dabei erreicht die gröfste Inanspruchnahme 34,2 at; in den Kämpfern beträgt die Gewölbstärke je 1,1 m, wobei links 34,4, rechts 34,9 at, also annähernd derselbe Druck wie im Scheitel als Höchstbeanspruchung auftritt. In den sogenannten Bruchfugen, im Durchschnitt mit *B* bezeichnet, nähert sich die Druckkurve der inneren oder äufseren Leibung, je nachdem die eine oder die andere Gewölbhälfte voll belastet ist; in beiden Bruchfugen ist nun die Gewölbdicke so vergröfsert und die Form des Gewölbes so gewählt worden, dafs die daselbst auftretenden gröfsten Beanspruchungen an der inneren und äufseren Leibung des Gewölbes gleich grofs und gleich der gröfsten Inanspruchnahme des Scheitels und Kämpfers werden; im Entwurf war dies vollständig erreicht, bei der Ausführung haben sich kleine Abweichungen dahin ergeben, dafs in der linksseitigen Bruchfuge die gröfsten Beanspruchungen 36,7 at, in der rechtsseitigen dagegen 38,0 at erreichen.

Die Gelenke sind nicht in einem Stück auf die ganze Gewölblänge durchgehend angeordnet, sie bestehen vielmehr bei 7,5 m Gewölbbreite aus 12 einzelnen Stücken von je 0,5 m Länge. Zwei Stahlschienen von 70 mm Breite und 25 mm Dicke, die nach einem Bogen von 15 cm Halbmesser genau aufeinandergearbeitet wurden, und die im Höchstbetrag von 659 at in Anspruch genommen sind, bilden die Stützpunkte des Bogens; sie wurden mittels einfacher Einschubvorrichtungen auf flufseisernen Kästen befestigt, welche an die Stelle der Gewölbquader treten und die den Zweck haben, den in den Stahlgelenken vereinigten Druck auf eine genügend grofse Betonfläche des Bogens und der Auflager zu verteilen; diese Kästen sind 50 cm lang, 80 cm radial gemessen breit und 23 cm hoch; sie werden aus je 3 I-Eisen mit beiderseits aufgenieteter Blechplatte von 15 mm Dicke gebildet; die Kästen sind auf Biegung um die Stahlachse beansprucht und zwar im Höchstbetrag von 842 at; der durch die Kästen auf den Beton gleichförmig

übertragene Druck erreicht hiebei in den Kämpfern 57 at; dies erschien deshalb zulässig, weil die Kästen auf Betonflächen aufliegen, welche in der Längenrichtung des Gewölbes 63 cm lang, in der Richtung winkelrecht auf Leibung 110 cm lang, also um 40% gröfser sind, als die Druckfläche selbst; nach den von Bach und von Durand-Claye angestellten Versuchen ist hiebei die Druckfestigkeit von Steinkörpern um etwa 16% gröfser als beim Druck auf die volle Querschnittsfläche; aufserdem ist die Ausführung der Gewölb- und Widerlagerteile in der Nähe der Gelenke mit der gröfsten Sorgfalt und unter vermehrter Cementzugabe erfolgt, sodafs auch mit der Inanspruchnahme unmittelbar neben den Gelenken höher als im übrigen Teil des Gewölbes gegangen werden durfte.

Bei dem rechtsseitigen, auf Felsen ruhenden Widerlager beträgt die gröfste Inanspruchnahme an der Stelle, wo dasselbe auf dem Felsen aufsitzt, nur 14,5 at; die Inanspruchnahme des Widerlagerbetons auf Abscheren würde 10 at erreichen, dieselbe kann jedoch nicht zur Wirkung gelangen, weil der Raum zwischen Widerlager und dem Felsen vollständig mit Beton gefüllt worden ist.

Das Widerlager auf dem linken Ufer ist in seiner Fundamentfläche, verglichen mit 2 at, im Höchstbetrag mit 2,9 at in Anspruch genommen; die Beanspruchung des Widerlagers auf Abscherung durch den Horizontaldruck erreicht 3,4 at ohne Berücksichtigung des Reibungswiderstandes in der Scherfuge; wird der Reibungskoefficient zwischen Beton und Beton nur zu 0,7 angenommen, so ermäfsigt sich die Beanspruchung auf Abscheren in der Kämpferhöhe auf 1,2 at. Die 145 Widerlagerpfähle werden verglichen mit je 34,8 t in ihrer Längsrichtung geprefst; es darf nach dem Gang der Pfähle beim Einschlagen angenommen werden, dafs sie unverrückbar fest entweder auf dem Felsen oder auf den dieselben überlagernden groben Gesteinstrümmern aufstehen; die 145 Pfahlköpfe, welche in den Fundamentbeton eingebettet sind, haben ohne Berücksichtigung der Reibung zwischen Beton und Fundamentfläche einen Schub senkrecht zur Faser von 2485 t, somit auf einen Pfahlkopf von 17 t auszuhalten, was einer Beanspruchung der nicht unter 25 cm starken Pfähle auf Abscheren von 34 at entsprechen würde; wird dagegen die Reibung zwischen Fundamentfläche und Betonkörper mit 70% des Druckes in Rechnung gestellt, so verbleiben im ganzen nur noch 700 t für die 145 Pfahlköpfe, was einer Beanspruchung derselben von nur 10 at gleichkommt; verglichen mit der Schubfestigkeit des Holzes von 125 at ist hienach zureichende Sicherheit vorhanden.

Um die Fundamente und den Bogen möglichst wenig zu belasten, wurden die Anken der Gewölbe durch Hohlräume, die in 2 Etagen übereinander angeordnet und zwischen 60 cm dicken Betonmauern 90 cm weit angelegt mit Beton dohlenartig überdeckt sind, entlastet; die 100 cm dicken Stirnmauern bestehen aus Beton, der im Äufseren mit kleinen cyklopisch zusammengerichteten und in Cement versetzten Jurakalksteinen verkleidet worden ist.

Während die Gewölbbreite 7,56 m beträgt, mifst der Abstand der Stirnen der Bogenzwickel nur 7,40 m.

Zu beiden Seiten der letzteren sind einerseits zur Verbindung der ober- und unterhalb der Brücke gelegenen städtischen Anlagen, andererseits zur Herstellung eines Uferpfades entlang der Stadt gewölbte Durchgänge von 2,50 m Weite hergestellt worden; dieselben ruhen auf den Brückenfundamenten. Die Bogenöffnungen sind im Inneren aus Gewölbbeton, im Äufseren aus Betonquadern hergestellt worden.

Mittels kräftiger Konsolen und Deckplatten aus Betonquadern wurden die zu beiden Seiten der 5,40 m breiten Fahrbahn liegenden, je 1,30 m breiten, erhöhten Gehwege um 0,55 m über die Brückenstirnen ausgekragt. Randsteine und Rillsteine bestehen gleichfalls aus Betonquadern, die Gehwege haben Asphaltbelage erhalten, die Fahrbahn ist vollständig chaussiert; da die Brücke in einem Gefälle von 3% liegt, so wird sich die Abwässerung der Strafsenfläche vermittels der beiderseitigen Kandel gegen das linke Ufer in einfacher und genügender Weise vollziehen, sobald die Fahrbahn in allen Teilen dicht geworden sein wird; zur Ableitung des inzwischen durch die Chaussierung eindringenden Wassers wurden die Brückengewölbe und die Decken der Entlastungsräume mit einem Cementglattstrich versehen, auf welchem ein 7 mm dicker Asphaltfilz aufgebracht worden ist; auf letzterem liegt in der Mitte ein ⌒-Eisen, gegen welches das Sickerwasser aus der unter der Chaussierung liegenden Sandschicht geleitet wird, und in welchem es abfliefst.

Die unvermeidlichen Temperaturbewegungen der Brücke, welche eine Verlängerung des Bogens zwischen den Kämpfern und demgemäfs eine Bewegung des Scheitels verursachen werden, haben zur Folge, dafs in den Stirn- und Zwischenmauern über den Kämpfern Spannungen entstehen, welche erfahrungsgemäfs die Bildung von Rissen daselbst und in den darüber befindlichen Gehwegen begünstigen. Um dies zu vermeiden, sind sowohl in die Stirnmauern hinter den vorspringenden Umrahmungen der Seitenbögen als in den Zwischenmauern der Entlastungsräume offene Schlitze belassen worden, welche die freie Bewegung des Hauptbogens ermöglichen; unter der Fahrbahn und den Gehwegen sind diese Schlitze mit 2 L-Eisen, die aufeinander zu schleifen vermögen, abgedeckt.

Die Geländer der Brücke bestehen in der Hauptsache aus Schmiedeisen und Stahlröhren, insbesondere sind auch die Geländerpfosten aus schmiedeisernen I hergestellt worden, die mit Gufseisensockel und übergelegtem Ziereisen versehen worden sind.

Die Brüstungen bestehen aus Betonquadern; im Scheitel der Brücke hat einerseits die Statue des heiligen Nepomuk, andererseits ein reicher schmiedeiserner Laternenständer auf kräftig auskragenden Schlufssteinen Aufstellung erhalten.

Die Bauarbeiten wurden in der Hauptsache im Wege des Verdinges ausgeführt; der zu denselben erforderliche Portland-Cement ist jedoch von der Bauleitung selbst an die Cementfabrik Ehingen-Blaubeuren zur Lieferung übertragen worden.

Die Arbeiten begannen am 11. April 1893.

Das Ausheben der rechtsseitigen Fundamentgruben erfolgte ohne Schwierigkeit unter leichtem Wasserandrang.

Die linksseitige Baugrube wurde unter Wasser mit Handbaggern ausgehoben. Die 145 Pfähle sind unter 15° Neigung gegen die Senkrechte mit 2 Schlagwerken und Rammklötzen von 400 und 550 kg Gewicht eingetrieben worden mit einem Aufwand von 19 Mark per 1 Pfahl. Die Baugrube wurde in 2 Hälften ausgehoben; mittels 2 Lokomobilen und Centrifugalpumpen konnte der Wasserstand bis auf 0,5 m Wassertiefe bei einer Wasserförderung von 50 Sekundenliter vermindert werden, und nun wurde der Rest der Baugrube vollends ausgehoben, gereinigt, der unter Verwendung rasch bindenden Portland-Cementes hergestellte Beton mit Trichter unter Wasser versenkt; dabei wurde nicht unterlassen, durch Einlegen von Sickerdohlen gegen die Saugröhren der Pumpen das Auswaschen des Betons thunlichst zu verhüten; die Betonbereitung für die Fundamente erfolgte von Hand, möglichst trocken unter kräftiger Verwendung der Handstöfsel.

Für das Gewölbe und alle folgenden Betonarbeiten wurde die Mischtrommel verwendet; dieselbe wurde auf einem Holzgerüst aufgestellt, Kies, Sand und Cement sind mit Rollwagen auf Rampen zu der Plattform des Gerüstes geführt worden, die Entnahme des fertigen Betons erfolgte in die Schwebegefäfse einer Luftbahn, mittels welcher der Beton an jede Stelle des Baues geführt werden konnte.

Das Lehrgerüst der Brücke ruhte auf 12 Pfahlreihen; da die Brücke unter 15° schief angelegt werden mufste, so hat dies die genaue Herstellung der Lehrbögen, die nach einfachem Strebensystem erbaut wurden, etwas erschwert. Die Schwellen der Lehrbögen ruhen mittels eichener Doppelkeile mit $^1/_{12}$ Anlauf auf den Deckhölzern der Pfahljoche. Es war ursprünglich beabsichtigt, den Bogen in 2 Hälften zu wölben, der Kürze der Bauzeit wegen wurde jedoch hievon abgesehen.

Die eisernen Gelenke an den Kämpfern wurden vom 15. bis 17. Juli vor dem Beginn des Wölbens versetzt; jedes der 0,5 m langen Gelenke wiegt an Flufseisen 385 kg, an Stahl 16 kg und kostete 115 M.; die Gelenke sind in je 10 cm Abstand treppenförmig, wie dies dem englischen Fugenschnitt des schrägen Brückenbogengewölbes entspricht, versetzt.

Das Lehrgerüst ist vor Beginn des Wölbens im Scheitel mit Kies und Eisenwerk im Gesamtgewicht von 25 t belastet worden. In Längen von 1 bis 1,5 m, der Bogenlinie nach gemessen, wurden nun winkelrecht auf die Bogenleibung Dielwände auf Gewölbdicke aufgestellt, die nach dem englischen Fugenschnitt gerichtet und in 3 Absätzen der Breite der Brücke nach abgetreppt waren; diese, grofse Gewölbquaderformen vorstellenden Kästen wurden nun in Schichten von etwa 30 cm Höhe ausbetoniert und festgestampft.

Die aus lose nebeneinander liegenden Hölzern von 10/10 cm Stärke bestehende Einschalung des Bogens ist vor dem Einbringen des Betons mit starkem Packpapier überzogen, dasselbe ist mit Leinöl bestrichen und hierauf sind kleine trapezförmige Leisten aufgenagelt worden, um der inneren Leibung eine Teilung nach der Richtung des englischen Fugenschnittes zu geben. Die Stirnen der Gewölbe mufsten vollständig mit gehobelten Brettern eingeschalt werden, auf welche keilförmig verjüngte Hölzer aufgenagelt wurden, um die Abfasung des Bogens und die Bosseneinteilung desselben zu erhalten; auch dieses Holzwerk wurde geölt. Ehe der Beton an den Stirnen der Gewölbe eingebracht wurde, ist daselbst mit trockenem Cementmörtel im Verhältnis 1 Farbcement : 2 feinem Sand auf etwa 10 cm Dicke die Stirne des Gewölbes vorgesetzt und auf das Sorgfältigste festgeklopft und festgestofsen worden; der feuchter als gewöhnlich gehaltene Gewölbbeton hat sich mit der ihm vorausgehenden Stirnverkleidung in tadelloser Weise verbunden; übrigens wurde nie unterlassen, Betonflächen, welche schon getrocknet erschienen, beim Ansetzen weiteren Betons neben denselben zuvor mit dünnflüssigem Cementmörtel zu bewerfen, um eine innige Verbindung aller Teile des Gewölbes zu bewirken.

Es wurde abwechselungsweise je auf der einen und der anderen Seite des Bogens vom Kämpfer her gegen die Mitte betoniert; ein Betonklotz blieb 3 Stunden in Ruhe, ehe die Schalung abgenommen und gegen den Scheitel vorgerückt wurde.

Als die Wölbung je etwa auf 8 m des Gewölbes von beiden Kämpfern aus vorgeschritten war, wurden 2 künstliche Widerlager auf 16 m von den Kämpfern ab hergestellt und ist von hier aus gegen den Scheitel betoniert worden — daselbst blieben 2 m frei — ehe der übrige Teil des Gewölbes betoniert wurde.

Zufolge einer ungenügenden Unterstützung der Enden des Lehrgerüstes hatten sich die Enden des Brückenbogens während des Wölbens gegenüber den Widerlagern um 6,5 bis 14 mm gesenkt und die Stahlgelenke sind demgemäfs teils lose, teils excentrisch geworden; es mufste deshalb der Beton zu beiden Seiten der Gelenke ausgespitzt und die letzteren genau versetzt und in ihrer Lage gesichert werden; dies ist mit sehr einfachen Mitteln dadurch geschehen, dafs die beiden, ein Gelenk zwischen sich tragenden eisernen Kästen unverrückbar zusammengeschraubt und an feste Punkte der daneben befindlichen Betonmauer aufgehängt wurden. Die Scheitelgelenke wurden gleichfalls zusammengeschraubt, auf mit Eisen beschlagene Hölzer der Schalung aufgestellt und mit eisernen Keilen genau in die richtige Lage gebracht. So gelang es, die Gelenke völlig genau zusammenzupassen und sie auch in dieser Lage zu erhalten.

Am 4. bis 7. August wurden die Kämpfer und Scheitelgelenke zu beiden Seiten sorgfältig einbetoniert; das Gewölbe war sonach in 19 Tagen geschlossen. Nach Schlufs des Gewölbes hat man die Verschraubung der beiden Hälften eines Gelenkes beseitigt.

Zehn Tage nach dem Gewölbschlufs wurde das Gewölbe im Scheitel um 30 mm gesenkt, um ein Auftreiben desselben durch etwaiges Aufquellen des Lehrgerüstes zu verhüten; das letztere wurde übrigens während des Wölbens durch Anspritzen gleichmäfsig feucht erhalten.

Achtundzwanzig Tage nach dem Gewölbschlufs wurde der Bogen ausgeschalt; das Lösen der Keile war jedoch recht zeitraubend und schwierig, Schraubenstützen wären entschieden besser gewesen. Mit dem Aufführen der Stirnmauern und der Mauern zwischen den Entlastungsräumen ist schon nach dem ersten Senken des Scheitels begonnen worden.

Die Bewegungen des Scheitels der Brücke sind aus folgender Zusammenstellung ersichtlich:

Tag			Luft-temperatur 8 Uhr morg. ° Celsius	Gesamtscheitelsenkung		Senkung auf 10° C. Lufttemperatur berichtigt	
				flufsauf mm	flufsab mm	flufsauf mm	flufsab mm
7. August	1893	Gewölbschlufs	15	—	—	—	—
17. „	1893	vor dem ersten Ablassen . .	10	23	7	23	7
22. „	1893	nach „ „ „ . .	12	43	40	45	42
4. September	1893	vor dem zweiten Ablassen .	8	45	34	43	32
4. „	1893	nach dem völligen Ausschalen	16	75	72	82	79
19. „	1893	. . . .	12	93	82	95	84
25. „	1893	. . . .	8	105	96	103	94
26. „	1893	. . . .	10	107	96	107	96
12. Oktober	1893	. . . .	12	115	107	117	109
13. „	1893	. . . .	11	121	114	122	115
26. „	1893	. . . .	10	127	122	127	122
1. November	1893	. . . .	4	131	130	124	123
13. „	1893	. . . .	1	139	134	129	124
18. Januar	1894	. . . .	−3	147	144	133	130

Der Ausdehnungskoefficient für Beton wurde hierbei zu 0,0000088 für 1° C. angenommen, was einer Scheitelbewegung um 1,1 mm für 1° C. entspricht.

An dem linksseitigen Widerlager wurden Horizontalbewegungen nach dem Ausschalen von 2 bis 6,5 mm, Vertikalsenkungen von 3,5 bis 4 mm gemessen, am rechtsseitigen Widerlager dagegen sind Horizontalverschiebungen bis 3,6 mm und Senkungen bis 2 mm beobachtet worden.

Die eisernen Gelenke wurden schon am 26. Oktober 1893 mit Cementmörtel in der Mischung 1 Cement : 2 Sand auf das Sorgfältigste ausgefüllt, weil der Fortgang der Arbeiten die spätere Füllung nicht mehr möglich gemacht hätte und weil die Beobachtung der Scheitelbewegungen gezeigt hatte, dafs der Bogen zur Ruhe gekommen war; die Umhüllung der Gelenkkonstruktion mit Cementmörtel soll nur Gewähr dafür geben, dafs die Gelenke unversehrt erhalten bleiben und im Laufe der Jahre nicht durch Rost zu Schaden kommen. Bei sorgfältiger Aufsicht und Überwachung könnten die Gelenke recht wohl auch frei bleiben; es würde dies das ungehinderte Spiel des Bogens, insbesondere bei wechselnder Temperatur, das bei 50° C.-Wechsel eine Bewegung des Scheitels von etwa 55 mm zur Folge hat, ermöglichen, ohne dafs Nebenpressungen in dem Gewölbe auftreten. An der Druckverteilung im Gewölbe wird die Füllung und Umhüllung der Gelenke mit Cementmörtel nichts ändern, denn die zuvor schon vorhandene Übertragung des Druckes auf die Gelenke wird nicht von der lose eingebrachten Mörtelfüllung aufgenommen.

Die Gesamtsenkung des Gewölbscheitels hat nach Abzug der durch das Zusammendrücken des Lehrgerüstes während des Wölbens entstandenen Senkung von 23 bezw. 7 mm 110 bezw. 123 mm, im Mittel sonach 116 mm betragen; die Lehrbögen wurden um 120 mm im Scheitel überhöht, was genügend war.

Die zu erwartende Senkung des Scheitels wurde in folgender Weise vorausberechnet:

Das linke Widerlager kann sich in der Pfahlfundation bei der mittleren Belastung eines Pfahles mit 34,8 t, der specifischen Inanspruchnahme der Pfähle mit verglichen 70 at entsprechend bei 4 m Pfahllänge senken um 2,8 mm, wenn der Elasticitätsmodul für Tannenholz zu 100000 kg/qcm angenommen wird.

Das auf den Pfählen sitzende Betonfundament ist in der Richtung der Drucklinie mit 34 bis 2 at verglichen mit 18 at auf 6 m mittlere Länge beansprucht; die Zusammendrückung für Mauerwerkskörper beträgt hiebei $\frac{585}{1\,000\,000}$ der Länge oder 3,5 mm; dies ergiebt ein Ausweichen des linken Kämpfers um 1,6 mm, eine senkrechte Senkung desselben um 1,1 mm. Das rechte Widerlager ist mit 34,9 bis 14,5 at geprefst, verglichen sonach mit 24,7 at; dem entspricht eine Zusammendrückung der Mauerwerkskörper von $\frac{691}{1\,000\,000}$ oder 2,4 mm; das rechte Widerlager weicht daher um 1,1 mm seitlich aus und senkt sich um 2 mm.

Der Bogen ist verglichen mit 35 at gedrückt, dem entspricht bei 25,6 m Bogenlänge eine Zusammendrückung von $\frac{910}{1\,000\,000}$ oder von 22 mm; wird dieser Verkürzung des Bogens die Vermehrung der Spannweite durch Ausweichen der Kämpfer um 2,7 mm hinzugeschlagen, so beträgt die Scheitelsenkung aus den genannten Ursachen $5 \times (22 + 2,7)$ oder 143,5 mm; die verglichene Senkung beider Kämpfer erreichte 2,5 mm, daher die Gesamtsenkung des Scheitels 146 mm.

Dies stimmt genügend genau mit dem thatsächlichen Vorgang.

Würden in die Rechnung diejenigen Zahlen über Zusammendrückung des Betons eingeführt, welche Bauschinger bei den oben angeführten Versuchen gefunden hat, so käme man zu weit geringeren Senkungen, als sie vorstehend berechnet sind, nämlich zu nur 14 mm; man hat bei der Ausführung der Brücke vorsichtigerweise die Überhöhung des Bogens so gewählt, wie wenn eine Steinbrücke zu bauen gewesen wäre, und der Erfolg hat diese Vorsicht als wohlangebracht erwiesen.

Bei der Fertigstellung der Brücke wurde versucht, dem Bauwerk das sonst Betonbauten eigene unerfreuliche Aussehen zu benehmen; es wurde deshalb zu den Stirnen des Gewölbes, zu den grofsen Bossenquaderschichten der Seitendurchlässe, zu den Konsoleschichten und Deckquadern rötlich gefärbter Cement im Ton des bunten Sandsteines, zu den Brüstungen und glatten Schichten der Seitendurchlässe schwach grünlich gefärbter Cement verwendet; die vorkommenden Bossen sind mit Hammer und Schlageisen nachgearbeitet worden. In Verbindung mit dem hellgelben Ton der cyklopischen Verkleidung der Steinmauern mit weifsen Jurakalksteinen ist hierdurch eine angenehme Erscheinung des Bauwerkes zuwege gebracht worden.

Die Herstellung der nötigen Cementquader geschah in Holzformen, die durch Schrauben lösbar waren und auf ihrer Innenseite mit Leinöl bestrichen wurden. Die sichtbaren Flächen der Quader erhielten eine 2 bis 3 cm dicke Lage sehr trockenen Mörtels, der aus 1 Teil Farbcement und 2 Teilen Sand von gleichartiger Korngröfse bestand; dieser Mörtel wurde sorgfältig mit einem breiten Hammer an die Wandungen der Form angeschlagen und der Kern mit Beton im Verhältnis 1 Cement : 2 Sand : 3 Kies eingefüllt. Nach 24 Stunden wurden die Holzformen abgenommen und der Cementquader auf einer Sandunterlage der Erhärtung überlassen; die Herstellungskosten betrugen 15 bis 30 M. für Handarbeit auf 1 cbm.

Nach 7 monatlicher Bauzeit konnte die Brücke am 16. November 1893 dem Verkehr übergeben werden; sie hat sich seither tadellos gehalten.

Der Aufwand für die Brücke unter Ausschlufs der Zufahrten hat betragen für:

Gründungsarbeiten	14000	M.
Lehrgerüste	7100	„
Aufbau der Brücke	40400	„
Bauaufsicht und Insgemein. . .	9500	„
zusammen	71000	M.;

es kostet sonach 1 qm Verkehrsfläche bei 50 m sichtbarer Spannweite und 8 m Breite zwischen den Geländern 177 M.; wird jedoch der Berechnung die mittlere Stützweite zwischen der Fundamentmitte von 59 m zu Grunde gelegt, so betragen die Brückenbaukosten für 1 qm Verkehrsfläche 150 M.

Es sind im ganzen 552 t Portland-Cement zur Verwendung gelangt; der Cementbedarf für die verschiedenen Beton- und Cementquader-Arten war folgender:

Fundamentbeton	$1 : 2^1/_2 : 5$ ohne Steineinlage	238 kg Cement für 1 cbm Beton
„	$1 : 4 : 8$ mit $^1/_4$ „	191 „ „ „ 1 „ „
Gewölbbeton	$1 : 2^1/_2 : 5$ ohne „	253 „ „ „ 1 „ „
hierzu bei Stirnquadern roter Färbung noch Farbcement		20 „ „ „ 1 „ „
Beton	$1 : 3 : 6$	250 „ „ „ 1 „ „
„	$1 : 4 : 8$	200 „ „ „ 1 „ „
„	$1 : 5 : 10$	164 „ „ „ 1 „ „
Formsteine, farbig	$1 : 2^1/_2 : 5$ gewöhnlicher Cement	302 „ „ „ 1 „ „
aufserdem Mörtel aus Farbcement	$1 : 2$	244 „ „ „ 1 „ „
Formsteine, ungefärbt	$1 : 2^1/_2 : 5$ gewöhnlicher Cement	407 „ „ „ 1 „ „
Cementmörtelgufs	$1 : 2^1/_2$	10 „ für 1 qm,
Cyklopenmauerwerk	$1 : 2$ gewöhnlicher Cementmörtel	71 „ „ 1 cbm.

Das schmiedeiserne Brückengeländer wiegt 68,5 kg und kostet 34 M. auf 1 m.

Der Portland-Cement-Mörtel hat nur 2 M. 90 Pf. frei Station Munderkingen gekostet, für roten Cement wurden 3 M. 10 Pf., für grünen 6 M. 10 Pf., für gelben

Lfde. No.	Bezeichnung der Brücke	Baugrund	Stützweite m	Spannweite m	Pfeilhöhe m	Brückenbreite m	Baumaterial	Bauweise	Gewölbstärke im Kämpfer m	Gewölbstärke im Scheitel m	Bleieinlagen Dicke mm	Bleieinlagen Breite im Kämpfer mm	Bleieinlagen Breite im Scheitel mm
1	**Brücke über die Bahn** beim Bahnhof Ehingen 1891	Jurafelsen	23,0	18.0	3,6	6,8	Beton mit Jurakalkstein-Verkleidung der Stirnen	Gewölbbeton 1 : 2 : 6, Betonquader 1 : 2 : 4, 25° schräg	1.0	0,45	20	100	100
2	**Neckar-Brücke** bei Mühlheim 1895	Geschichteter Muschelkalkfelsen, 2,90 bis 4,70 m unter N. W.	29.2 u. 27,7	je 22	2,2 resp. 2,5	4,1	Beton und Sandstein, Tuffsteinverkleidung der Stirnen	Fundamente aus Stampfbeton 1 : 2 : 5, Betongewölbe 1 : 2½ : 5, Mittelpfeiler mit Sandsteinverkleidung	0.6 resp. 0,55 am Mittelpfeiler	0,45	20	106	93
3	**Lein-Brücke** (O.-A. Gmünd) 1895	Stubensandstein bezw. harter Mergel	29,6	23,1	3,5	5.6	Beton	Gewölbbeton 1 : 2½ : 5, Widerlagerbeton 1 : 4 : 8, Sonstige Mauern 1 : 3 : 6.	0,8	0,5	20	150	120
4	**Neckar-Brücke** bei Gemmrigheim (O.-A. Besigheim) 1896	Muschelkalkfelsen	4 Öffn. à 38,0 m		5,5	5,5	Beton	Gewölbbeton 1 : 2½ : 5, Pfeiler 1 : 3 : 6, Verkleidung der Pfeilervorköpfe aus Werkstein	0,9	0,8	20	180	150

3 M. 10 Pf. Zuschlag bezahlt. Die Herstellung von 1 cbm in der Mischtrommel hat ohne den Aufwand für Aufstellung der Maschine und des Transportgerüstes nur 1 M. 76 Pf. gekostet, mit dem Transport an die Verwendungsstelle, dem Einbringen und Einstampfen ist der Aufwand auf 4 M. 50 Pf. für 1 cbm Beton gestiegen. Der Taglohn eines gewöhnlichen Arbeiters betrug 2 M. 60 Pf. Der Aufwand für Brücken- und Strafsenbau betrug im ganzen 90000 M., wozu der Staat 33000 M. Beitrag leistete und die Bauleitung übernahm; den übrigen Aufwand hatte die Stadtgemeinde Munderkingen zu tragen.

Die obenstehende Tabelle giebt eine Übersicht über einige 1891 bis 1896 nach denselben Grundsätzen, jedoch unter Verwendung von Bleiplatten zu den gelenkartigen Einlagen, erbaute Brücken.

Betonbrücke über die Donau bei Rechtenstein (Württemberg)[38]) von P. Braun. An Stelle zweier Balkenbrücken von je 23 m lichter Weite wurden zwei Betonbögen gesetzt. Die Strafsenfahrbahn ist nur 2,3 m breit, beiderseits befinden sich je 0,7 m breite erhöhte Fufswege. Die Gewölbe haben bei 23 m Weite 2,5 m Pfeilhöhe, 0,65 m Scheitelstärke und 0,90 m Kämpferstärke. Der Gewölbbeton ist

[38]) Zeitschr. f. Bauw. 1893, S. 439, mit Abb.

Zeit zum Wölben	Ruhezeit bis zum Ausschalen	Senkung des Scheitels		Gröfste Inanspruchnahme des Baumateriales				Gröfste Inanspruchnahme in der Bleifuge, gleichförmig verteilt	Bauzeit	Brückenbaukosten					
		beim Ausschalen	im Ganzen	im Fundament	im Kämpfer	in der Bruchfuge	im Scheitel			Gründung und Aufbau bis zu den Kämpfern	Lehrgerüst	Aufbau über dem Kämpfer	Gesamt-Aufwand	auf 1 qm Brückenoberfläche für die sichtbare Spannweite	auf 1 qm Brückenoberfläche für die Stützweite
Tage	Tage	mm	mm	at	at	at	at	at	Monate	M.	M.	M.	M.	M.	M.
22	15	14	14	6,9	5,9	14,2	8,9	61	8	3320	1400	6340	11060	99	71
										nach der Ausführung					
3	20	18 resp. 17	23	6,7	17,7	20	18,8	100	7	11770	2810	12080	26660	140	110
—	—	—	—	5,7	11,8	21,9	14,8	66	—	—	—	—	—	—	—
										Voranschlag					
10	60	17	24	8,0	22,1	30,0	20,0	110,9	--	45000 Gründung	13400	77500	135900	137 zwischen den Enden der Widerlager	

im Mischungsverhältnis 1 Portland-Cement, 2,5 Sand und 5 Kies unter Zugabe von $^1/_5$ Bruchsteinen hergestellt worden. In den Kämpfer- und Scheitelfugen sind 20 und 18 cm breite, 2 cm dicke Streifen von Weichwalzblei gelenkartig eingelegt; die gröfste Gewölbpressung beträgt 18 at, diejenige in den Bleistreifen 60 at. Die Ausrüstung erfolgte 14 Tage nach Gewölbschlufs und ergab sich hierbei 10 mm Scheitelsenkung, die sich allmählich mit Aufbringen der Last auf 40 mm vergröfserte. Die Baukosten haben nur 13 800 M., also 80 M. für 1 qm der überbrückten Fahrbahnfläche betragen.

Ein hervorragendes Beispiel einer nach Konstruktion und reicher Ausstattung wohlgelungenen Betonbrücke ist die **Brücke de la Coulouvrenière über die Rhone in Genf**[30]), erbaut von **Butticaz** 1895. Unter schwierigen örtlichen Verhältnissen wurde an der Stelle einer nicht tragfähig genug erscheinenden eisernen Jochbrücke eine massive Bogenbrücke errichtet. Eine aus Professor **Ritter**-Zürich und Ingenieur **Elstres** der Jura-Simplon-Bahn bestehende Experten-Kommission beurteilte die im Wege des Wettbewerbes erlangten Bauentwürfe und entschied sich auf Grund nachstehender Erwägungen für die Ausführung des Bauwerkes in Stampfbeton: Die ganze Theorie des armierten Betons, ob es sich nun um das Monier- oder Hennebrique-System für Herstellung

[30]) Génie civil 1896, S. 129, mit Abb.

elastischer Träger handele, sei noch so neu, dafs es schwierig wäre, sich über die Einzelheiten der hiernach bearbeiteten Entwürfe ein genaues Urteil zu bilden. Überdem wäre es etwas gewagt, über derartige kombinierte Konstruktionen ein sicheres Urteil abzugeben, denn die Theorie derselben sei noch ungelöst; die hierüber bis jetzt vorliegenden Versuchsergebnisse seien ungenügend, insbesondere für die Beurteilung grofser Bauwerke. Zuzugeben sei, dafs die Adhäsion des Betons am Eisen und die Kohäsion der Querschnittsteile so grofs sei, dafs ein Gleiten des Betons auf dem Eisen bei guter Herstellung des ersteren nicht zu fürchten sein werde; allein da der Beton keinem beträchtlichen Zuge zu widerstehen vermöge, während das Eisen Zugkräften von 800 at unterworfen werden könne, bei welchen die elastische Verlängerung 0,5 mm auf 1 m Länge erreiche, was der Beton nicht zu ertragen vermöge, so sei man genötigt anzunehmen, dafs der Beton in den gezogenen Partien breche; ob hierbei der innere Zusammenhang des Betons ganz aufhöre, ob sich nur unmerkliche kapillare oder wirkliche sichtbare Risse bilden, das könne zwar bis heute niemand sagen, allein es sei beinahe gewifs, dafs sich derartige Risse bilden müssen. Die bisherigen Versuche zeigen zwar unzweifelhaft, dafs die bezeichneten Erscheinungen zur Zeit keinen nachteiligen Einflufs auf die Stabilität und die Elasticität der armierten Betonbauten haben, ob dem aber auch in Zukunft so sein und bleiben werde, das sei ungewifs, hierfür könne keine Gewähr übernommen werden.

Die Experten empfahlen hierauf die Verwendung von Stahlgelenken in den Kämpfern und im Scheitel nach dem Vorgange der Munderkinger Brücke, wobei die Druckkurve genau festgelegt und die Bildung von Rissen ausgeschlossen sei.

Die Kommission verwarf hiernach die Entwürfe mit armiertem Beton und schlug den Entwurf von M. Bois, bei welchem die Brücke nach dem Munderkinger Muster ganz in Stampfbeton hergestellt werden sollte, zur Annahme vor (siehe Fig. 16).

Die Brücke hat 4 Öffnungen erhalten und zwar 2 Hauptbögen von 40 m Weite und 5,55 m Pfeilhöhe, eine Mittelöffnung von 14 m und einen Durchgang für die rechtsseitige Uferstrafse von 12 m Weite; die ganze Länge der Brücke beträgt hiernach 152 m und die Breite zwischen den Brüstungen 20 m; sie ist binnen Jahresfrist 1895/96 gebaut worden.

Die rechtsseitigen Uferpfeiler und die Pfeiler der Brückenmitte konnten zwischen Fangdämmen und unter Zuhilfenahme sehr kräftiger Pumpen unmittelbar 3,7 m unter der Flufssohle gegründet werden; der linksseitige Pfeiler dagegen mufste auf Pfähle gestellt werden; die hierbei erreichte Tragfähigkeit der Pfähle betrug 35 bis 45 t.

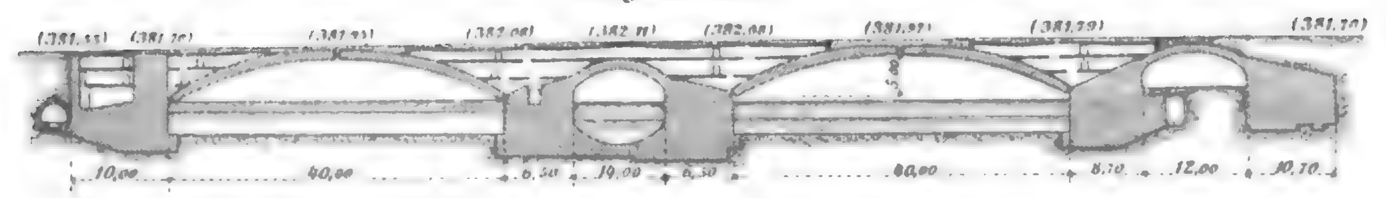
Für denjenigen Fundamentbeton, welcher nicht mehr als 6 at Druck aufzunehmen hatte, wurde auf das cbm 200 kg hydraulischer Kalk verwendet; bei Inanspruchnahme bis zu 20 at dagegen kam 200 bis 300 kg zur Verwendung; aufserdem wurden auf 1 cbm gestampften Beton 0,8 cbm Kies und 0,5 cbm Sand verwendet.

Die beiden kleineren Öffnungen von 14 und 12 m Weite erhielten keine Stahlgelenke, an ihrer Stelle sind schmale Bleistreifen in der Fugenmitte eingebettet worden. Die Stahlgelenke der beiden grofsen Öffnungen bestehen aus zellenförmigen Trägern von 1 m Länge, 0,50 m Breite und 0,28 m Höhe; die Stahlgelenkbolzen haben 100 mm Halbmesser und sind 75 mm breit. Eine über den Kämpferfugen senkrecht aufgehende Trennungsfuge ermöglicht jeder Gewölbhälfte vollständig freie Bewegung bei etwaigen Senkungen der Widerlager und bei Temperaturschwankungen.

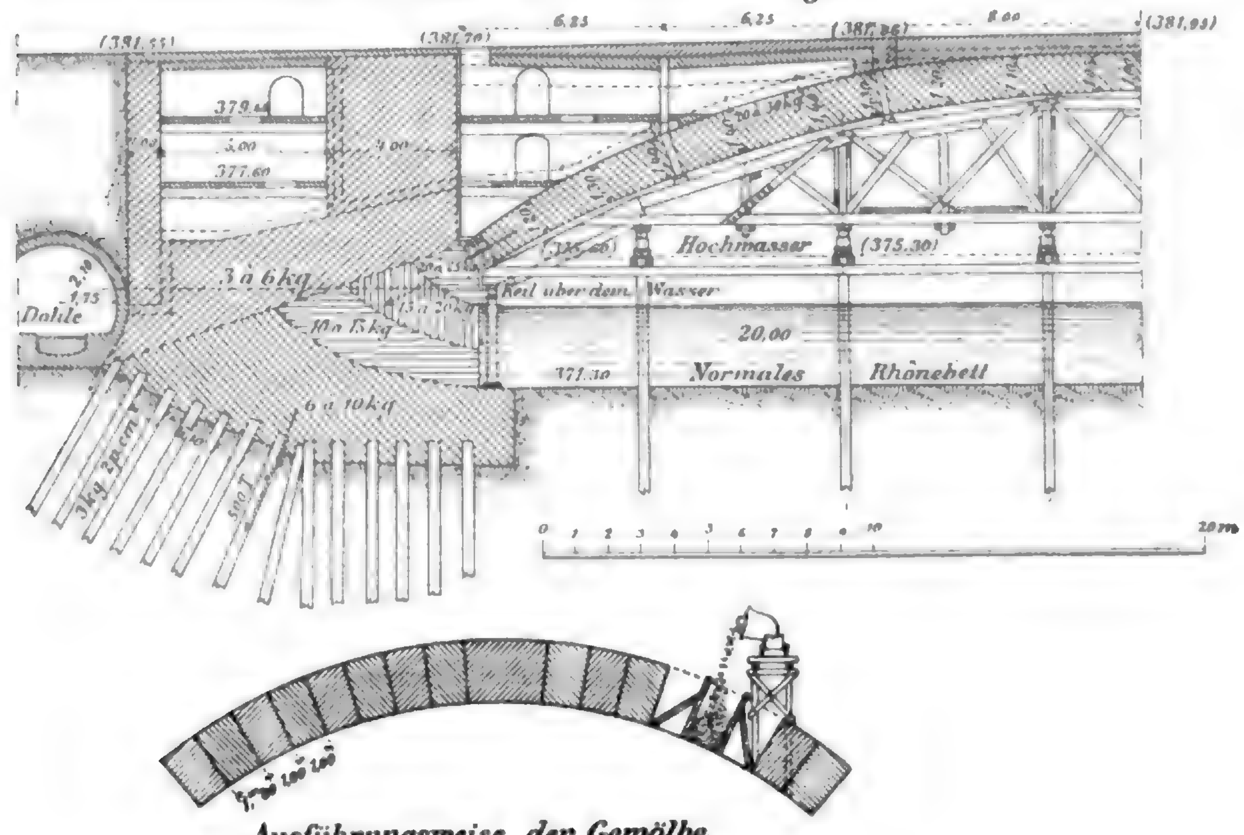
Die Betonbereitung erfolgte sehr sorgfältig. Der Kies der Arve wurde im Steinbrecher zerkleinert und durch eine Siebtrommel von 3 cm Lochweite sortiert. Die Bei-

Fig. 16. *Brücke de la Coulouvrenière über die Rhone in Genf.*

Längenschnitt.



Schnitt durch das linke Widerlager.



Ausführungsweise der Gewölbe.

gabe von Cement für die Gewölbe erfolgte mit 425 kg auf 1 cbm Beton; der Cement besafs 25 bis 30 at Zugfestigkeit und etwa 300 at Druckfestigkeit nach 28 Tagen.

Die Erzeugung des Betons geschah in 3 Betonmaschinen, von welcher jede 4 bis 8 cbm fertigen Beton in der Stunde zu liefern vermochte.

Die Lehrgerüste bestanden aus sorgfältig hergestellten Zimmerwerken auf 8 Pfahlreihen; soweit es der Wasserstand zuliefs, ruhten die Lehrbögen auf Sandtöpfen, unter Wasser auf Keilen.

Die Gewölbdicke der grofsen Brückenöffnungen nimmt, der Schwankung der Druckkurve bei einseitiger Belastung entsprechend, vom Scheitel mit 1 m erst zu bis 1,40 m und gegen den Kämpfer auf 1,20 m ab.

Der Gewölbbeton ist in 1 m langen Stücken, von 4 Stellen der Rüstung aus beginnend, gewölbsteinartig und möglichst gleichförmig aufgebracht und zwischen den beiderseitigen Fugenschalungen festgestampft worden. Die Senkung der Lehrgerüste im Scheitel betrug 2 cm, in einem Abstande von etwa $^1/_6$ der Spannweite bis zu 4 cm; die Pfähle der Lehrgerüste liefsen dagegen keine mefsbare Einsenkung wahrnehmen. Das Aufbringen des Gewölbbetons erforderte rechtsuferig 20, linksuferig 10 Tage; im Mittel sind 100 cbm Beton in einem Tage eingebracht worden.

Erst $2^1/_2$ Monate nach dem Schlusse des Gewölbes erfolgte die Ausschalung, dabei ergab sich rechtsuferig eine Scheitelsenkung von 22 mm; bis zur Fertigstellung des Aufbaues hat dieselbe auf 42 mm zugenommen; am linksuferigen Bogen hat die Scheitelsenkung 30 mm, bei der Ausschalung im ganzen 40 mm erreicht.

Am linksuferigen Ortspfeiler ist hiebei eine Senkung um 2 bis 3 mm und ein horizontales Ausweichen um 4 bis 5 mm wahrgenommen worden. Die vertikalen Trennungsfugen über den Kämpfern zeigten Bewegungen bis zu 8 mm.

Die Gewölbe sind zwischen den Brückenstirnen durch gewölbte Entlastungsräume in 3 Geschossen erleichtert worden.

Der äufsere Anblick der Brücke läfst nicht erkennen, dafs man es mit einer Betonbrücke zu thun hat, sie hat vielmehr vollständig das Aussehen einer Steinbrücke. Die Pfeiler sind mit Quadern, die Gewölbzwickel mit weifsen Steinen von Divonne verkleidet, an den Gewölben selbst hat der Beton eine derartige Bearbeitung und Bossierung erfahren, dafs er von natürlichen Steinen nicht zu unterscheiden ist; die Architekturteile der Brücke sind teils von Marmor, teils von Granit hergestellt worden.

Die gesamte Ausführung der Brücke erfolgte in Regie durch den Ingenieur Butticaz der Stadt Genf.

Die Brücke ist nach ihrer Vollendung verschiedenen Belastungsproben unterworfen gewesen; ein Strafsenbahnzug von 60 t Gewicht, die grofsen für die Genfer Ausstellung bestimmten Lokomotiven der Gotthard- und Jura-Simplon-Bahn mit 150 t Gewicht passierten nacheinander die Brücke, ohne dafs die Beobachtungsinstrumente die geringste Bewegung der Bögen zu registrieren vermochten.

Donau-Brücke bei Inzigkofen[40]) (Hohenzollern-Sigmaringen) von Leibbrand-Sigmaringen 1895, Taf. II, Fig. 1 bis 13. Die Brücke hat 43 m Spannweite und 4,46 m Pfeilhöhe; besonders charakteristisch ist hier die Verwendung von sichtbar bleibenden Kämpfer- und Scheitelgelenken aus Gufseisen, die auch in den Gewölbstirnen ausgesprochene Anschwellung der Gewölbdicke zwischen dem Scheitel und den Kämpfern und die angeordneten Vorkehrungen zur Ermöglichung von Bewegungen der Brücke bei Temperaturschwankungen. Die Brücke hat nur 3,8 m Breite zwischen den Geländern, sie dient einem sehr schwachen Strafsenverkehr; die Fahrbahn hat vom Scheitel nach beiden Seiten 2% Gefälle erhalten. Die Gründung konnte am rechten Ufer unmittelbar auf Felsen erfolgen, auf dem linken Ufer mufste auf festen Kies aufgesetzt werden.

Als Baumaterial wurde Beton gewählt, weil Kies, Sand, Kalksteinschotter und bester Cement zur Verfügung standen.

Die Brücke hat 3,6 m Gewölbbreite im Scheitel erhalten, welche gegen die Kämpfer auf 4,6 m zunimmt; die Widerlager sind als sogenannte „verlorene" der Drucklinie angepafst worden; durch die Anordnung der Gelenke im Scheitel und den Kämpfern wurde die Brücke statisch bestimmt, und konnte dadurch die kleinsten Abmessungen erhalten, auch sind Senkungen beim Ausschalen und Temperaturbewegungen ohne Nebenspannungen möglich. Behufs der Fundamententlastung sind die Massen der Bogenzwickel in 36 Pfeiler aufgelöst, welche die Fahrbahn tragen, soweit letztere nicht auf dem Hauptgewölbe ruht; die Stützpfeiler sind der Länge der Brücke nach unter sich durch Halbkreisbögen verbunden und der Quere nach oben abgedeckt; die Stirnen der Gewölbzwickel sind bogenförmig anlaufend angelegt. Über den Scheitelgelenken ist die

[40]) Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 279, mit Abb.

Fahrbahn durch Zores-Eisen unterstützt, auf den Ortspfeilern ruht die Fahrbahntafel mit den letzten Längsbogenhälften auf Rollenlagern.

Die Berechnung des Entwurfes erfolgte derart, dafs für jeden Querschnitt des Gewölbes die ungünstigste Lage und Gröfse der beweglichen Last und daraus die gröfste Inanspruchnahme des Querschnittes und dessen Abmessung bestimmt wurde. Als Verkehrslast wurde neben einer Dampfwalze von 15 t Gewicht, 2,775 m Radstand und 2 m Breite Menschengedränge mit 400 kg/qm, das specifische Gewicht des Betons zu 2,3 angenommen.

Mit genügender Annäherung wurde davon ausgegangen, dafs bei den vorliegenden flachen Bogen die Belastungsscheide dem Schnittpunkte der Kämpferreaktion mit der Mittellinie des Gewölbes entspreche; eine Einzellast erzeugt bekanntlich das gröfste positive Moment in einem bestimmten Querschnitte, wenn sie über demselben, das gröfste negative Moment dagegen, wenn sie dicht beim Scheitel steht; hienach ergeben sich die ungünstigsten Belastungsfälle folgendermafsen:

1. Die Brücke ist bis zur Belastungsscheide rechts derselben mit Menschengedränge von 400 kg/qm belastet und die Dampfwalze steht unmittelbar mit ihrem Hinterrücken neben dem Scheitel rechts von demselben;
2. die Brücke ist links der Belastungsscheide mit Menschengedränge 400 kg/qm belastet und die Dampfwalze steht mit dem Hinterrücken über dem untersuchten Querschnitte, nach rechts oder links mit den Vorderrädern gerichtet, je nachdem man die Querschnitte links oder rechts der Bruchfuge untersucht.

Hiebei ist selbstverständlich vertikale Übertragung des Druckes der Dampfwalze auf ihre Länge und Breite stillschweigend vorausgesetzt worden, was insbesondere dann im allgemeinen nicht zutreffend sein wird, wenn nicht einzelne Pfeiler, wie bei vorliegender Brücke, die Verkehrslast auf das Gewölbe zu übertragen haben, sondern Mauern, welche ihrer Länge nach auf dem Gewölbe aufruhen und den Druck daher je nach ihrer Höhe auf beträchtliche Gewölblängen ausgleichend verteilen.

Nachdem durch das übliche Annäherungsverfahren eine der Drucklinie angepafste Gewölbform bestimmt war, wurde das Eigengewicht der Brücke ermittelt und für eine gröfsere Anzahl von Querschnitten diejenige Lage der Verkehrslast gesucht, welche für den betreffenden Querschnitt die gröfste Beanspruchung hervorruft.

Die Drucklinie wurde zeichnerisch und analytisch bestimmt und zwar zur Vergleichung mit der sonst üblichen Berechnungsart auch für den Fall der Belastung einer Gewölbhälfte nur mit Menschengedränge von 400 kg/qm, also ohne Berücksichtigung der Einzellast der Dampfwalze und der Belastungsscheiden durchgeführt, und aus den hiebei gefundenen Zahlen der Schlufs gezogen, dafs es nicht zulässig sei, die Belastung nur einer Gewölbhälfte der Berechnung zu Grunde zu legen.

Es wurden Druckspannungen von 36,5 at und Zugspannungen von 1 at zugelassen und hienach ergab sich in bekannter Weise die Stärke der Bruchfuge zu 1,10 m; die Abmessungen der übrigen Querschnitte wurden so bestimmt, dafs die Inanspruchnahme gleichfalls nicht gröfser wurde. Die Form der äufseren und inneren Leibung konnte hienach bestimmt werden.

Bemerkenswert ist, dafs die so erhaltene Mittellinie des Gewölbes sich sehr wenig von derjenigen entfernt, welche für gleichförmig verteilte Last von nur $\frac{400}{2}$ kg/qm erhalten wird.

Mit Rücksicht auf die Reibung in den Gelenken sind die Gewölbstärken im Scheitel und Kämpfer um weniges über das theoretische Mafs, auf 0,70 bis 0,78 m, verstärkt worden. Die Berechnung der Widerlagerstärken geschah unter Zulassung einer gröfsten Kantenpressung auf der Fundamentsohle im Felswiderlager von 7,5 at, im Kieswiderlager nur 3,6 at. Das linke Widerlager ist doppelt, das rechte 1,5 mal so breit als der Gewölbscheitel angeordnet.

Für den Fall des Eintrittes eines Hochwassers bei weggerissenen Erddämmen und Wirkung des Auftriebes des Wassers von der Höhe der Spundwandkrone an wurden die Druck- und Stabilitätsverhältnisse der Widerlager gleichfalls untersucht.

Die gufseisernen Gelenkbolzen erleiden bis zu 283 at Druck, die Gelenkstühle sind Biegungsspannungen bis 127 at ausgesetzt.

Die Ausführung der Brücke erforderte 4 Monate. Die Fundamentsohle der linksseitigen Baugrube wurde mittels einer 22/22 cm grofsen gufseisernen Platte vor dem Einbringen des Fundamentbetons einer Probelastung von 3,5 at unterworfen, wobei sich in 18 Stunden nur 6 mm Einsenkung der Platte ergab.

Der zur Brücke verwendete Portland-Cement hatte durchschnittlich 7 Stunden Bindezeit, 1 % Rückstand beim 900 Maschen-Sieb, 18 % beim Sieb mit 5000 Maschen auf das qcm. Die aus 1 Raumteil Cement und 3 Raumteilen Normalsand hergestellten Probekörper besafsen nach 7 Tagen 18,2 at, nach 28 Tagen 22,71 at und nach 90 Tagen 25,85 at im Mittel Zugfestigkeit. An den Stirnseiten der Brücke ist Farbcement verwendet worden.

Der Beton wurde für alle Teile der Brücke von Hand hergestellt mit folgenden Mischungen:

1. Für die Ortspfeiler aus 1 Raumteil Cement : 4 Raumteilen Sand : 8 Raumteilen geworfenem Donaukies;
2. für das linksseitige Fundament aus 1 Raumteil Cement : 3 Raumteilen Sand : 6 Raumteilen Molassekies mit $^1/_4$ Einlegsteinen Jurakalk;
3. für das rechtsseitige Fundament, die Pfeiler und Gewölbe unter der Fahrbahn aus 1 Raumteil Cement : 3 Raumteilen Sand : 6 Raumteilen Molassekies;
4. Hauptgewölbe und Fahrbahntafel aus 1 Raumteil Cement : 2 $^1/_2$ Raumteilen Sand : $^1/_2$ Raumteil Molassesand und 4 Jurakalkschotter;
5. Hauptgewölbe in Gelenkmitte aus 1 Raumteil Cement : 2 Raumteilen Sand : $^1/_2$ Raumteil Molassekies und 2$^1/_2$ Jurakalkschotter;
6. unmittelbar am Gelenk aus 1 Raumteil Cement : 1$^1/_2$ Raumteilen Sand : $^3/_4$ Raumteilen Molassekies und $^3/_4$ Jurakalkschotter;
7. Aufsenseite des Betons aus 1 Raumteil Farbcement : 2 Raumteilen Sand.

Die mit solchem Beton hergestellten Probekörper ergaben folgende Festigkeitszahlen:

No.	Mischung	Alter Tage	Querschnitt qcm	Specifisches Gewicht	Bruchlast at
1 u. 2	1 Cement : 2$^1/_2$ Sand : — Farbcement : 5 Schotter	213	494	2,34	259
3 u. 4	1 „ : 3 „ : — „ : 6 Kies	213	444	2,32	198
5 u. 6	1 „ : 1$^1/_2$ „ : $^3/_4$ „ : $^3/_4$ Schotter	160	408	2,25	259
7	1 „ : 2 „ : $^1/_2$ „ : 2 „	170	638	2,29	224

Der Beton für die Widerlager wurde ganz im Trockenen eingebracht in Abteilungen, welche durch Schalbretter annähernd senkrecht zur Drucklinie abgegrenzt waren; das Einstampfen geschah in horizontalen, höchstens 15 cm hohen Schichten.

Das Lehrgerüst ruhte auf 9 Pfahljochen zu je 4 Pfählen und stand auf Sandtöpfen; die Schalung bestand aus 6 cm starken Dielen; für die Kämpfergelenke waren Aufsattelungen auf den Kranzhölzern des Lehrgerüstes, mit den Lehrbögen verbolzt.

Die Auflagerplatten der Gelenke waren mit je 4 Ösen versehen, durch welche Schraubenbolzen gezogen wurden, um die Gelenkteile während des Versetzens und Betonierens in ihrer gegenseitigen Lage festzuhalten; dieselben wurden vor der Ausschalung entfernt, die Fugen der Bretterschalung der Gewölbstirne waren mit Gips verstrichen und darauf war Packpapier geklebt; die in den Gewölbstirnen angebrachten Ringe sind gegen Gipsmodelle betoniert worden.

Vor Beginn der Betonierung wurde das Lehrgerüst im Scheitel mit etwa 40 t beschwert; das Betonieren des Gewölbes erfolgte von den Kämpfern aus in 1 bis 1,3 m langen Absätzen in dünnen horizontalen Schichten; die Absätze reichten durch die ganze Gewölbbreite zwischen Brettertafeln, die normal zur Leibung standen.

An den Bruchfugen wurde ein Absatz von 1,2 m Länge offen gelassen und dann weiter gegen den Scheitel betoniert; sodann wurden die an den Widerlagern unter den Gelenken offen gebliebenen Räume und der Scheitel und zuletzt die Absätze an den Bruchfugen ausbetoniert. Das Betonieren des Gewölbes erforderte eine Woche Zeit.

Nach Vollendung der Ortspfeiler wurden die Pfeilerbogen über dem Hauptgewölbe, die kleinen Bögen und die Fahrbahntafel zwischen denselben betoniert; alle sichtbaren Teile der Brücke erhielten eine 10 bis 15 cm dicke Farbcementschicht vorgelegt.

5 Wochen nach Gewölbschlufs, bis zu welchem die Scheitelsenkung 43 mm betrug, wurde das Lehrgerüst abgesenkt mit weiteren 7,5 bis 7,7 mm Scheitelsenkung: die letztere hat stetig weitere Fortschritte gemacht und nach 4 Monaten ca. 80 mm erreicht; die Gesamtsenkung seit Gewölbschlufs beträgt sonach 47 mm. Reduziert auf 1° C. mit einem Temperatur-Ausdehnungskoefficienten von 0,000008 würde die Senkung nur 32 mm betragen.

Die Probebelastung der fertigen Brücke mit einer leeren, 3500 kg schweren Pferdewalze ergab nur eine Scheitelsenkung von 0,6 mm; bei voller Walze mit 6500 kg Gewicht erhöhte sich die Einsenkung auf 0,9 mm.

Die **Aufwendungen** für die Brücke haben 29200 M. betragen oder auf 1 qm der Brückentafel zwischen den Kämpfern 175 M. Die gufseisernen Gelenke haben bei 15 t Gewicht je 2000 bis 3000 M. gekostet.

Die **Köpke'schen Gelenke** haben neuerdings auch bei Betonbrücken Verwendung gefunden, und zwar an der 1894 vollendeten viergleisigen **Eisenbahnbrücke Dresden-Altstadt**, ausgeführt von **Dyckerhoff**-Biebrich.[41]) Die neben der Überbrückung der Elbe befindlichen 5 Inundationsbögen haben Korbbogenform und sind ca. 15 bis 31 m weit; sie ruhen auf sehr breiten Betonfundamenten im Verhältnis 1 Cement : 7 Kiessand : 9 Geschläg; die 6,5 m dicken Mittelpfeiler sind im Verhältnis 1 : 6 : 8 gemischt. Die beweglichen Kämpferfugen sind erst da angeordnet worden, wo die Fugenneigung etwa 60° erreicht. Die grofsen Bögen haben 1,10 m Scheitel- und 1,30 m Kämpferdicke und schwellen dazwischen bis auf 1,5 m Dicke an; die Gelenkstücke sind in den Kämpfern mit 2,50 m Halbmesser für die konvexe und mit 3,20 m Halbmesser für die konkave Fuge bearbeitet, sodafs die Fugendicke nach aufsen um 15 mm ansteigt; das Hohlstück wurde an Ort und Stelle auf provisorisch eingelegtem Widerlager im Verhältnis 1 : $2^1/_2$: $2^1/_2$ 0,90 m hoch betoniert, während die konvexen Gewölbteile ebenfalls 0,90 m hoch in Stücken von 1 m Länge in demselben Verhältnis aus Betonquadern hergestellt wurden; in gleicher Weise wurden die Scheitelstücke als 0,90 m dicke, 1 m lange Betonquader ausgeführt und versetzt; zu beiden Seiten der letzteren und oberhalb der konvexen Betonquader am Kämpfer verblieben Schlitze von 0,50 m Breite leer, die erst zuletzt gleichzeitig mit Beton 1 : 5 : 5 ausgestofsen wurden, nachdem die zwischenliegenden Gewölbteile im Verhältnis 1 : 5 : $6^3/_4$ ausgeführt waren.

[41]) Landes-Gewerbeausstellung Nürnberg 1896.

Bei der kleineren Bogenöffnung sind die Gelenkquader aus festen Sandsteinen hergestellt worden, denen an den Kämpfern 0,80 m, im Scheitel 0,58 m Dicke gegeben worden ist; im übrigen wurde bei der Gewölbherstellung ebenso verfahren, wie bei den gröfseren Bögen.

Fig. 17. *Gelenke von der Eisenbahnbrücke Dresden-Altstadt (von Köpke).*

V. Betonbrücken mit Eiseneinlagen.

1. Monier-Brücken.

Die Zugfestigkeit des Betons wird nur zu etwa $^1/_{10}$ seiner Druckfestigkeit auf Grund der bis jetzt vorliegenden Versuchsergebnisse, welche indessen hinsichtlich der Erhebung der Zugfestigkeit noch keineswegs abgeschlossen sind, angenommen; es lag deshalb nahe, Betonkonstruktionen, bei welchen erhebliche Zugspannungen auftreten, durch Verbindung derselben mit dem zugfähigen Eisen zu verstärken; einer solchen Vereinigung von Beton und Eisen kommt es zu statten, dafs beide Körper eine bedeutende Adhäsion — 40 at und darüber nach Bauschinger — haben und dafs der Wärme-Dehnungskoefficient für beide Körper annähernd gleich grofs ist. Durch Einfügen des Eisens in die Zug unterworfenen Teile der Betonkonstruktionen wird die letztere ganz erheblich entlastet und die Dimensionen der Beton-Eisenkonstruktionen, sowie der Fundamente werden hierdurch bei zunehmender Sicherheit derselben wesentlich kleiner. Von welch grofser Bedeutung dies beim Bau von Brückenbogen sein mufs, ist naheliegend.

Schon seit geraumer Zeit hat deshalb auch die Verwendung des Monier-Systemes beim Brückenbau Eingang gefunden; das Gewölbe erhält hierbei eine Verstärkung

durch Eiseneinlage da, wo Zugkräfte eintreten, und zwar in Form von durchgehenden runden Eisenstäben, welche unter sich wieder durch runde Querstäbe mittels Draht verbunden und in dem beabsichtigten Abstand gehalten sind. Bei wechselnder einseitiger Belastung eines Gewölbes, bei welcher in der Nähe der gefährlichen Fugen die Zugspannungen bald in der inneren, bald in der äufseren Leibung auftreten, werden daher zwei solche Einlageschichten, eine nahe der unteren und eine nahe der oberen Leibung erforderlich werden.

Monier-Brücken auf der Lokalstrecke der K. K. priv. Südbahn-Gesellschaft (Österreich).[42]) Die K. K. Südbahn-Gesellschaft hat vorgängig dem Umbau von 10 gewölbten Bahnüberfahrten mit zu geringer Durchfahrtshöhe an der Strecke Liesing-Felixdorf 1889 Versuche über die Tragfähigkeit und das Verhalten der Monier-Brücken an einem Versuchsbogen von 10 m Spannweite, 1 m Pfeilhöhe und 4 m Breite auf dem Bahnhofe Matzleinsdorf vornehmen lassen.

Die Gewölbstärke des Versuchsbogens betrug nur 15 cm im Scheitel und 20 cm in den Kämpfern; der Beton (besser gesagt Cementmörtel) hatte auf 1 Raumteil Portland-Cement 3 Raumteile Donausand; das verwendete Drahtgeflecht in der inneren Leibung bestand aus 10 mm dicken Längs- und 7 mm dicken Querstangen; dasselbe wurde nur 2 cm von der inneren Gewölbleibung entfernt verlegt und im übrigen das Gewölbe in 4 cm dicken Schichten festgestampft; schon nach 14 Tagen wurde ausgeschalt und im Scheitel eine 25 cm hohe Kiesschicht aufgebracht. Die Belastung mit den schwersten 3achsigen Lokomotiven bis zu 13 t Achsendruck erzeugte nur eine bleibende Senkung von 1 mm und vorübergehende Senkungen bis zu 2 mm; die Zerstörung des Bogens erfolgte erst bei einseitiger Belastung mit 10 t/qm und zwar durch das Ausweichen des Widerlagers.

Bei den nachmals ausgeführten Bahnüberfahrten wurde die Rechnung derart durchgeführt, dafs der reine Stampfbeton-Bogen (ohne Geflechtseinlage) die für Strafsen I. Klasse vorgeschriebenen Belastungen noch mit voller Sicherheit zu tragen vermag, dafs er also nicht nur den Axialkräften, sondern auch den auftretenden Biegungsmomenten Widerstand zu leisten vermag, es wurde jedoch neben einem auf die ganze Länge des Gewölbes durchlaufenden inneren Eisennetz noch eine ebensolche äufsere, von den Kämpfern bis auf $^1/_8$ des Gewölbbogens reichende Eisennetzeinlage gemacht; beide wurden so dimensioniert, dafs sie allein im Stande waren, die Biegungsmomente und einen Teil der Axialkräfte aufzunehmen — eine auf ziemlich unsicherer Grundlage ruhende Berechnungsweise.

Die Ausführung der Gewölbe erfolgte in Mörtel von 1 Raumteil Portland-Cement auf 3 Raumteile rein gewaschenen Sand, wogegen die Widerlager und Fundamente im Verhältnis 1 Cement : 4 Sand : 6 Schotter betoniert wurden. Das Eisennetz bestand aus 10 mm dicken Längs- und 7 mm Querstäben in 85 mm grofsen Maschen; die Längsstäbe gingen in einem Stück auf ihre ganze Länge durch und griffen 60 cm in die Widerlager ein, wodurch der Bogen als eingespannt wirken soll; Längs- und Querdrähte waren durch leichte Bindedrähte verbunden. Der Arbeitsvorgang ist schon S. 17 beschrieben. Die Oberfläche des fertigen Gewölbes wurde glatt bearbeitet und gedichtet. Die Ausschalung erfolgte 14 Tage nach der Vollendung des Gewölbes.

In ähnlicher Weise ist inzwischen eine grofse Zahl von Brücken zur Ausführung gelangt; von ihnen seien nur kurz die folgenden erwähnt:

---

[42]) Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 15. — Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, S. 404.

Brücken	Lichtweite m	Pfeilhöhe m	Scheiteldicke cm	Kämpferdicke cm	Kosten M.
1891 Strafsenbrücke bei Ebhausen (Württemberg)	20,0	2,50	20	—	—
1890 Wildegg (Schweiz), schief unter 45° . . .	39,0	3,5	17	25	—
1893 Strafsenbrücke über die Saale im Kreis Ziegenrück	13,6 30,0 12,0	1,8 3,5 1,8	—	—	35 100
1892 Wegüberführung über die Eisenbahn Steckel-Conitz (Bromberger E.-D.)	13,8	3,85	20	—	7 590
1893 Saalach-Brücke bei Jettenberg (Bayern), zusammen 71 m lang	3 × 20	2,45	25	50	41 000

Den thatsächlich in Monier-Gewölben auftretenden Spannungserscheinungen trägt die Einlage von 2 Eisendrahtnetzen entlang beiden Leibungen, wie solche bei dem Versuchsbogen des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins (s. S. 17) verwendet wurden, eher Rechnung, als die früher übliche Anordnung mit nur einer Drahtarmierung entlang der unteren Leibung.

Berechnung der Monier-Gewölbe. J. A. Spitzer[49]) hat auf Grund der mehrerwähnten österreichischen Gewölbversuche an dem 23 m weiten Monier-Bogen von Purkersdorf untersucht, in welchem Verhältnis sich die inneren Spannungen im Bogen auf den Beton und die Eiseneinlagen verteilen, in welchem Mafse also die letzteren im Gewölbe mitwirken. Dieses Verhältnis wurde auf zweierlei Weise ermittelt und zwar zunächst aus den Formänderungen des Bogens in seinen jeweiligen Belastungsstadien und hernach aus den statischen Verhältnissen in denjenigen Querschnitten, in welchen die ersten Rifsbildungen entstanden, in denen also die Zugfestigkeit des Betons überwunden war.

Die Untersuchung ergab unter der zutreffenden Annahme, dafs wegen der innigen Verbindung zwischen Eisen und Beton die Längenveränderung und Verdrehung jeder Gewölbschicht für beide Materialien gleich sein mufs, dafs die Berechnung des Monier-Gewölbes so durchgeführt werden kann, als wenn das Gewölbmaterial ein gleichartiges von dem konstanten Elasticitätskoefficienten

$$E = E_0\left[1 + \frac{J_1}{J}\,\frac{(E_1 - E_0)}{E_0}\right]$$

wäre, worin E_0 den Elasticitätskoefficienten des Betons,
E_1 „ „ „ Eisens,
J_1 das Trägheitsmoment des Eisenquerschnittes,
J „ „ „ gesamten (Eisen- und Beton-) Querschnittes
bezeichnete.

Auf dem erstbezeichneten Wege, nämlich mittels rechnerischer Untersuchung der infolge der Belastung des Gewölbes auf seiner einen Hälfte eintretenden Vertikalbewegung der Mitte der unbelasteten Hälfte wurde gefunden:

für den Anfangszustand bis zur Grenze der ungefähren Proportionalitätsbelastung der Elasticitätskoefficient des Betons

$$E_0 = 145000 \text{ at und } \frac{E_1}{E_0} = 15,$$

für den kritischen Zustand dagegen, bei welchem der Beton rifs,

$$E_0 = 33500 \text{ at und } \frac{E_1}{E_0} = 65.$$

[49]) Jos. Ant. Spitzer, Berechnung der Monier-Gewölbe, 1896.

Wird dagegen die Zugfestigkeit des Betons so in die Rechnung eingeführt, wie sie auf Grund von Zugversuchen gefunden wurde, und zwar für die sogenannte kritische Belastung, bei welcher die ersten Risse im Beton eintraten (an einem Kämpfer, in der belasteten und unbelasteten Bogenhälfte), so wird $\frac{E_1}{E_0} = 76$ im Mittel, also ziemlich übereinstimmend mit der oben angeführten Zahl gefunden.

Es werden aus den Rechnungsergebnissen für den Versuchsbogen folgende, leicht zu verallgemeinernde Schlüsse gezogen:

„Die Theorie des elastischen Bogens ohne Kämpfergelenke kann mit voller Giltigkeit auf das Monier-System angewendet werden; zur Ermittelung der Normalkräfte und Biegungsmomente kann das Gewölbe aus gleichartigem ideellem Material bestehend angenommen werden.

Während die gemessene Zugfestigkeit des Betons nur ca. 20 at beträgt, so hat das ideelle Beton-Eisenmaterial Zugfestigkeiten bis 50 at, also mehr als das Doppelte ergeben. Das Verhältnis, in welchem sich die inneren Spannungen auf Eisen und Beton verteilen, wächst bei Annahme eines konstanten Elasticitätskoefficienten für Eisen in demselben Maſse, wie die Inanspruchnahme des Gewölbmateriales und kann für den kritischen Belastungszustand (erste Riſsbildung) zu $\frac{E_1}{E_0} = 70$ etwa angenommen werden.

Die Zugspannungen im Versuchsbogen haben beim kritischen Belastungszustand für Eisen erst 1300 at im Maximum neben 21,5 at Zugspannung im Beton erreicht, im Augenblick des Bruches war sonach das Eisen noch tragfähig; es bedeutet dies eine auſserordentliche Erhöhung des Sicherheitsgrades der Monier-Gewölbe."

Insolange über die Elasticitätskoefficienten, die bleibende und federnde Elasticität von Beton- oder Cementmischungen, wie sie bei Monier-Bauten üblich sind und zwar für Druck und Zug, genügende Versuchsergebnisse nicht vorliegen, wird indessen die Berechnung der Monier-Gewölbe noch manches zu wünschen übrig lassen; insbesondere ist hierbei zu beachten, daſs die bleibende Dehnung und Stauchung des Betons von erheblichem Einfluſs auf die Verteilung der inneren Kräfte zwischen Eisen und Beton sein wird.

---

2. Betonbrücken nach Wünsch.

Die Neutra-Brücke bei Ersekujvar (Ungarn).[44]) Die Brücke ist nach dem System Wünsch aus Beton mit Eiseneinlagen hergestellt worden; die letzteren bestehen aus horizontalem Obergurt und bogenförmigem Untergurt aus ⊥- oder L-Eisen; die Träger werden auf die Sohle der Widerlager verankert, Querverbindungen fehlen, sie werden durch den Beton ersetzt.

Die 110 m lange Neutra-Brücke hat 6 Öffnungen von je 17 m Spannweite und nur 1,13 m Pfeilhöhe, 0,25 m Scheitelhöhe; bei 6 m Brückenbreite sind 13 Eisenträger mit wagrechtem Ober- und parabolischem Untergurt in Abständen von etwa 0,5 m eingelegt worden; dieselben sind nur in den Widerlagern mit den Fundamenten verankert, auf den Zwischenpfeilern liegen sie stumpf auf.

Die Berechnung der Brücke erfolgte in der Weise, daſs angenommen wurde, es verteile sich bei ruhender symmetrisch aufgebrachter Last der im Scheitel auftretende Druck nur, und gleichförmig auf den Beton; der Maximal-Raddruck ist zu 3 t, das Durchschnittseigengewicht der Beton-Eisenkonstruktion zu 2400 kg/cbm angenommen; es sollen hierbei 28,8 at Inanspruchnahme für letzteren auftreten. Bei einseitiger Belastung wird auf die Wirkung der bogenförmigen Eisenträger gerechnet; denselben ist in ¹/₄ der Spannweite eine Höhe von 33 cm gegeben worden und wird für sie hierbei eine gröſste Biegungsspannung von 408 at berechnet; für die Verankerung im Widerlager bei gröſster voller Belastung wird

[44]) Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1893, S. 305, mit Abb.

eine Inanspruchnahme von 642 **at** festgestellt; es ist indessen naheliegend, dafs diese Berechnungen nur Annäherungswerte darstellen können.

Im übrigen ist bezüglich der Ausführung der Brücke Folgendes erwähnenswert: Die Brückenpfeiler ruhen sämtlich auf Pfahlrost; der Beton wurde in einer Beton-Mischmaschine hergestellt, die aus zwei rotierenden Trommeln mit Mischarmen bestanden; bei 10 bis 15 Umdrehungen in der Minute sind täglich 120 bis 150 **cbm** Beton von grofser Gleichmäfsigkeit und Güte hergestellt worden. Unter Wasser wurde Beton im Verhältnis 1 Portland-Cement, 5 Roman-Cement und 30 Teilen Kiessand in Trichtern versenkt; über Wasser bestand der Beton der Fundamente aus 1 Teil Portland-Cement auf 10 Teile Kiessand; die Pfeiler sind zwischen der Schalung betoniert im Verhältnis 1 Portland-Cement zu 8 Kiessand und zwar in festgestampften Schichten von 20 cm Höhe. Die Gewölbschalung ist mit Teerpappe bedeckt worden; nach Aufstellen der Eisenkonstruktion der Bögen wurden dieselben mit Beton von 1 Portland-Cement zu 6 Kiessand 25 bis 30 cm stark umhüllt, der schichtenförmig eingebrachte Beton wurde hierbei, von den Kämpfern gegen den Scheitel fortschreitend, sowohl senkrecht zur Leibung als zur radialen Fuge gestampft; die Aufbetonierung der Gewölbzwickel geschah im Verhältnis 1 : 8; die Gewölbanlage hat eine Abdeckung mit doppelter Asphaltpappe erhalten.

Das Beton-Eisengewölbe blieb 30 Tage auf der Einrüstung; der Bau der 115 **m** langen Brücke, bei welcher 1029 **cbm** Beton und 40 **t** Eisen verwendet wurden, hat im ganzen nur 12 Wochen Zeit erfordert. Die Scheitelsenkungen haben bei der Ausschalung 2 bis 16 **mm** betragen. Die Brücke wurde nach ihrer Fertigstellung mit 400 **kg/qm** probeweise ruhend belastet; bei einseitiger Lage der Last haben die Durchbiegungen 1,8 **mm**, bei ruhender Vollbelastung 2,8 **mm** nicht überschritten; bei mobiler Belastung mit 2 je 6,5 **t** schweren Lokomobilen dagegen vorübergehend 3,5 **mm** erreicht; an den Pfeilern ist hierbei weder eine Senkung, noch eine seitliche Bewegung zu erkennen gewesen.

3. Melan'sche Betongewölbe in Verbindung mit eisernen Bögen.[45])

Die Erfolge des Beton-Eisenbaues werden gesucht in der grofsen Festigkeit des Eisens gegenüber jener des Betons, insbesondere auf Zug; ferner in der Verschiedenheit der Elasticitätskoefficienten — für Beton $^1/_{40}$ desjenigen für Eisen; weiter in der bedeutenden Adhäsion des Cementes am Eisen mit 40 **at**, also mehr als der Zugfestigkeit und endlich in dem nahezu gleichen Wärmeausdehnungs-Koefficienten beider Materialien.

Während das System Monier darauf beruht, dafs das Betongewölbe eine Verstärkung in der Form einer parallel zur Gewölbleibung liegenden Eiseneinlage erhält, besteht das Melan'sche System in einer Verbindung von Beton- und Eisenbögen. Es wird dabei davon ausgegangen, dafs das Betongewölbe sich wie ein elastischer Bogen verhalte, gerade so wie der Eisenbogen; nach Form und Gröfse müssen beide dieselben Bewegungen machen; infolge der Teilnahme der Eisenkonstruktion werden insbesondere die Biegungswiderstände von derselben aufgenommen und die Spannungen im Betongewölbe vermindert.

Gewölbe und Eisenrippen erhalten annähernd dieselbe Höhe, die Querschnittsform des Eisenbogens soll ein möglichst grofses Trägheitsmoment haben und erhält deshalb I-förmigen Querschnitt. Die Näherungstheorie des Systemes ist folgende: Die Formänderung eines elastischen Bogens ist näherungsweise der Gröfse $\frac{1}{E\,.\,J}$ (E = Elasticitätskoefficient, J = Trägheitsmoment des Bogenquerschnittes) proportional, es verhalten sich daher die auf das Betongewölbe und den Eisenbogen entfallenden Anteile der getragenen Lasten wie die Produkte aus den Elasticitätskoefficienten und den Trägheitsmomenten beider Konstruktionsteile.

Ist E_1 der Elasticitätskoefficient des Betons,
E_2 derjenige des Eisens,
d die Dicke des Betongewölbes,
a der Abstand zweier Eisenbögen,
$J_1 = \frac{d^3\,.\,a}{12}$ das Trägheitsmoment des zwischen zwei Eisenbögen enthaltenen Gewölbquerschnittes,
J_2 das Trägheitsmoment des Eisenrippenquerschnittes,
W und F das Widerstandsmoment und die Fläche desselben,

[45]) Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1893, S. 166.

so besteht das Verhältnis

$$\frac{\text{Lastanteil des Betons}}{\text{Lastanteil des Eisens}} = \frac{E_1 . J_1}{E_2 . J_2} = \frac{E_1 . d^3 . a}{12 . E_2 . J_2} = \mu,$$

bei $E_1 = 50\,000$ at und $E_2 = 2\,000\,000$ at, also $\frac{E_1}{E_2} = \frac{1}{40}$ wird

$$\mu = \frac{1}{480} . \frac{d^3 . a}{J_2},$$

auf das Betongewölbe entfällt der Anteil $\beta = \frac{\mu}{1+\mu}$, auf den Eisenbogen $\epsilon = \frac{1}{1+\mu}$.

Ist im gefährlichen Querschnitt P die auftretende Axialkraft, M das daselbst auftretende Biegungsmoment, so wird die gröfste Spannung im Beton

$$\sigma_1 = \beta\left(\frac{P}{d} \pm 6\frac{M}{d^2}\right)$$

und im Eisenbogen

$$\sigma_2 = \epsilon\left(\frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}\right) a.$$

Ist f die Pfeilhöhe, l die Spannweite, H der Horizontalschub des Gewölbes, so wird

$$f_1 = f + \frac{15}{16} \frac{(d^3 . a + 480 J_2)}{(d . a + 40 F) f}.$$

Bei totaler Belastung mit q für die Flächeneinheit wird bei flachen Segment- und Parabelbögen

$$P = H = \frac{1}{8} \frac{q l^2}{f_1},$$

ferner werden die Momente

im Scheitelquerschnitt $M = \frac{1}{3} H (f_1 - f)$,

im Kämpferquerschnitt $M_1 = -\frac{2}{3} H (f_1 - f)$.

Bei totaler gleichmäfsiger Belastung mit g und halbseitiger Belastung mit p für die Flächeneinheit wird

$$P = H = \frac{1}{8}\left(g + \frac{1}{2} p\right) \frac{l^2}{f_1}.$$

Der gefährliche Querschnitt liegt entweder im Kämpfer auf der belasteten Seite, oder wenn dort genügende Verstärkung oder Zwickelaussteifung vorhanden ist, in einem Punkte auf der unbelasteten Gewölbhälfte, annähernd $\frac{3}{16} l$ vom Scheitel abstehend. Für letzteren Querschnitt wird das Moment

$$-M = \frac{9}{1024} p l^2 + \frac{2}{3} H (f_1 - f)$$

und im Kämpfer

$$-M_1 = \frac{1}{64} p l^2 + \frac{2}{3} H (f_1 - f)$$

Für ein Brückengewölbe von 12 m Spannweite, 1,4 m Pfeilhöhe, 20 cm Gewölbstärke und ebenso hohen Eisenrippen mit 37,1 qcm Fläche und 2402 Trägheitsmoment in 80 cm Abstand wird beispielsweise 36% der Last auf das Betongewölbe, 64% auf die Eisenbögen entfallen und unter Zugrundelegung eines Eigengewichtes von 2200 kg/qm, einer Verkehrslast von 1000 kg/qm werden die gröfsten Inanspruchnahmen im Beton 4 at Zug und 16,2 at Druck, im Eisenbogen 875 at bei halbseitiger Belastung.

---

4. Dauerhaftigkeit der Beton-Eisenkonstruktionen.

Über die Dauerhaftigkeit der Beton-Eisenkonstruktionen liegen abschliefsende Erfahrungsergebnisse noch nicht vor. Der annähernd gleiche Wärmeausdehnungs-Koefficient für Eisen und Beton ist von günstiger Wirkung auf das ungestörte Beisammenbleiben von beiden Materialien, wenn das Eisen vollständig und in verhältnismäfsig kleinen Teilen in den Beton eingebettet ist, wie bei Monier-Brücken; wo jedoch, sei es infolge andauernder Erschütterungen, oder aus Anlafs der Verschiedenheit der

Dehnungskoefficienten und insbesondere wegen der nicht unerheblichen bleibenden Dehnung des Betons bei häufig wechselnder Inanspruchnahme bleibende Dehnungen bezw. Stauchungen des Betons eintreten, ist bei der Verwendung von Beton-Eisenkonstruktionen immerhin Vorsicht geboten, wenn beachtet wird, dafs bei den grofsen, von Röbling erbauten Hängebrücken in Amerika[46]) die Erfahrung gemacht worden ist, dafs die mit Cementmörtel vergossene Hängebrücken-Verankerung zwar überall da unverändert blieb, wo sich keine Risse und Spalten durch Temperatur- und sonstige Bewegungen zwischen Eisen und Mörtel bildeten, dafs jedoch gegenteils beim Vorhandensein solcher Risse der Mörtel in der Umgebung derselben mit Eisenrost getränkt und die äufseren Drähte der Kabel vollständig verrostet waren.

VI. Lehrgerüste.

Im Bau, der Konstruktion und Berechnung der Lehrgerüste hat das letzte Jahrzehnt nur wenige Fortschritte zu verzeichnen; die Gerüste werden meist noch nahezu vollständig aus Holz gebaut und je nach den örtlichen Verhältnissen nach dem Ständer-, Streben- oder Sprengwerkssystem gebaut.

Die Verwendung des Eisens zu den Lehrgerüsten ist noch nicht weit vorgeschritten; bei den in Bayern ausgeführten Gewölbbrücken wird meist der untere Tramen der Lehrgerüstgebinde aus 2 ⊐-Eisen hergestellt, die durch L-Eisen derart miteinander verbunden sind, dafs Pfosten und Streben entsprechend angeschlossen werden können.

An der gewölbten Brücke bei Köpenik (S. 28) ist das Lehrgerüst vollständig als Fachwerksträger auf 4 Stützen aus Eisen hergestellt worden, an der Luther-Brücke in Berlin (S. 29) ist der mittlere Teil des Lehrgerüstes unter Verwendung von Blechträgern gebaut worden.

Auch die Ausführung der Brücken in einzelnen nebeneinander liegenden Abschnitten behufs der Ersparnis an Lehrgerüstkosten wird nur sehr selten angetroffen.

VII. Unterhaltung der Steinbrücken.

Gut gebaute, insbesondere sicher gegründete und gegen das Eindringen von Wasser in die Mauerwerkskörper vollständig gesicherte Steinbrücken erfordern wenig Unterhaltungsaufwand und Fürsorge und wurden bisher für unbegrenzt dauerhaft gehalten. Jahrhunderte alte Strafsenbrücken sind sprechende Zeugen hiefür.

Bei Eisenbahnbrücken wird dies neuerdings in Zweifel gezogen. Köpke-Dresden[47]) sagt, dafs man unter Eisenbahngleisen die den Steinbauten gemeinhin zugeschriebene Unverwüstlichkeit nicht erwarten dürfe; als Ursache der hier auftretenden Zerstörungen werden die Stofswirkungen der schweren und schnell fahrenden Eisen-

[46]) Über die Hängebrücken-Verankerungen. Engng. 1894, S. 853.

[47]) Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 350. — Civil-Ing. 1889, 35. Bd., 4. Heft, S. 264.

bahnzüge und die Durchlässigkeit der Gleisbettung bezeichnet; die Masse der heutigen Steinbauwerke unter Eisenbahngleisen und ihre Überschüttungshöhen seien häufig zu klein. Man sollte daher beim Entwerfen steinerner Brücken sich nicht zu sehr an die Ergebnisse der Rechnung halten, da der Brücke weniger die Druckinanspruchnahme als ihre Beweglichkeit schade; sobald ein Zug auf die Brücke fahre, senke sich die zunächst belastete Gewölbhälfte und die entgegengesetzte steige empor; im nächsten Augenblicke kehre sich die Bewegung um und es sei nicht zu verwundern, wenn als Folge dieser Biegungen eine Lockerung des Verbandes, ein Bruch der Kanten der Gewölbquader und endlich der Bruch der Quader über und unter den Stofsfugen der Nachbarsteine eintrete. Kein Gewölbe unter Eisenbahngleisen sollte daher weniger als 60 cm Stärke, zur Vermeidung von Stöfsen aber eine entsprechend hohe Überschüttung und starken Oberbau unter Verwendung langer Schienen erhalten.

Zur Abhaltung des Tagwassers wird vollständige Bedachung der Brücken mit Rücksicht darauf vorgeschlagen, dafs die bisher in Anwendung gebrachten Mittel zum Schutze der Brücken gegen das durch die Gleisbettung dringende Wasser sich als nicht zureichend erwiesen haben.

Anderwärts hat man dagegen die Erfahrung gemacht, dafs sich mit den üblichen Mitteln zur Abdeckung der Brückengewölbe, in Asphaltfilz, mit und ohne Bleieinlagen, Tektolith u. dergl. eine vollständig sichere und dauerhafte Dichtung und Wasserabführung erzielen läfst, dafs es sonach einer Rückkehr zu den alten bedachten Brücken nicht bedarf.

VIII. Grundzüge für den Bau grofser Brückengewölbe.

Der „Gewölbe-Ausschufs" des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines macht am Schlusse der Mitteilungen über die in den Jahren 1891 bis 1893 in Purkersdorf gemachten Versuche an Bruchstein-, Ziegel-, Beton- und an Monier-Gewölben von 23 m Weite folgende Vorschläge in Betreff der Ausführung grofser Gewölbe.[49])

Die Berechnung hat nach der Theorie der elastischen Bogenträger zu erfolgen, wobei es genügt, nur zwei Belastungsfälle, nämlich die Belastung der ganzen und der halben Spannweite in Rechnung zu ziehen; die Verteilung der Wirkung gröfserer konzentrierter Lasten wäre durch Einschaltung einer möglichst hohen Schotterdecke (bei Eisenbahnbrücken 1 m) anzustreben.

Die Scheitelstärke kann bei Pfeilverhältnissen 1 : 2 bis 1 : 5 angenommen werden für Eisenbahn- und frequente Strafsenbrücken.

$l =$ 30	40	65	80	100	120 m
$d =$ 1,10	1,40	2,20	2,70	3,40	4,10 m

Die Stärke am Kämpfer soll bei Segmentbögen das 1,5-, bei Halbkreisbögen das 1,7 fache betragen. Die geringste, noch zulässige Brückenbreite wird angenommen bei

$l =$ 30	40	65	80	100	120 m	zu
$b =$ 2,4	3,0	4,5	5,6	7,0	8,6 m	

[49]) Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1895, No. 20 bis 34.

Bei geringer Brückenbreite wird ein beiderseitiger Anzug der Brückenstirne von $^1/_{20}$ empfohlen. Die zulässige Inanspruchnahme des Wölbmateriales auf Zug kann bei gefugtem Mauerwerk 1 bis 2 at, die Druckinanspruchnahme bei Gewölben von 30 bis 120 m wachsend mit $^1/_{10}$ bis $^1/_4$ der Druckfestigkeit des Wölbmauerwerkes angenommen werden; die Mauerwerkskörper sollten indessen in Prismen von nicht unter $^1/_4$ qm Querschnitt erprobt werden.

Das Mafs des Anhaftens von Mörtel an Stein kann mit 7 at vorausgesetzt werden. Bei Gewölben, die flacher als $^1/_8$ sind, ist es notwendig, gröfsere Inanspruchnahme zu gestatten; die Anwendung grofser Quader und das Ausstopfen der Fugen mit erdfeuchtem Mörtel erhöht die Festigkeit.

Für Gewölbe von mehr als 40 m Spannweite werden Blöcke von mindestens 0,7 cbm Inhalt empfohlen; wo so grofse Quader fehlen, wären künstliche Steinblöcke zu formen, aus Bruchsteinen, Ziegeln oder Stampfbeton; zur Zeit ihrer Verwendung müssen dieselben indessen mindestens 200 at Druck- und 7 at Zugfestigkeit besitzen; das Einlegen von Eisenstäben in den Beton erhöht dessen Festigkeit.

Gewölbe von mehr als 40 m Spannweite sollen zur Erleichterung der Lehrgerüste in Ringen ausgeführt werden, bestehend aus grofsen Blöcken, die dann durch Übergreifungen miteinander in Verband zu bringen wären. Die Blöcke der ersten Schicht sind erst trocken auf 15 mm dicke Holzleisten zu versetzen und ist der ganze Gewölbring von möglichst vielen Stellen und mit erdfeuchtem Mörtel 1 Cement : 3,5 Raumteilen Sand fest auszustofsen. Das Aufbringen der Blöcke des ersten Ringes hat von mehreren Stellen aus so zu geschehen, dafs das Lehrgerüst möglichst gleichförmig belastet wird.

Die Steine des zweiten Ringes werden in ähnlicher Weise versetzt, die Fugen jedoch sofort ausgestampft. Der Schlufs des zweiten und der folgenden Ringe hat gleichfalls an einer gröfseren Zahl von Stellen gleichzeitig zu erfolgen.

Die Steine bedürfen keiner glatten Bearbeitung.

In Frankreich bestehen etwas andere Anschauungen hierüber, sie erhellen wohl am besten aus den Erörterungen, welche von C. Tourtay[49]) darüber angestellt wurden, unter welchen Bedingungen man die Ausführung eines Bogens von 100 m Spannweite unternehmen könnte.

Es wird zunächst geraten, nur auf festen Felsen zu gründen, damit etwaige Ungleichheiten des Baugrundes dem Bauwerke nicht verhängnisvoll werden, auch wird eine Steigung für die Fahrbahn von beiden Enden gegen die Mitte der Brücke empfohlen. Um das Bauwerk thunlichst vorteilhaft zu gestalten, soll der mittlere Teil des Gewölbes — hiefür werden 64 m mit $^1/_8$ Pfeil gewählt — möglichst leicht konstruiert werden, den gegen die Widerlager verlaufenden Gewölbteilen dagegen kräftige Masse gegeben werden, damit sich die über den Widerlagern befindlichen Gewölbteile wenig zusammendrücken und setzen.

Für gutes Baumaterial, welches, durch recht dünne Cementmörtelfugen verbunden, nicht unter 300 bis 350 at Druckfestigkeit aufweisen soll, wird 31 at Druckfestigkeit zugelassen und demgemäfs bei einem nach der Stützlinie geformten Gewölbe für den 64 m weiten mittleren Gewölbteil eine Scheiteldicke von 1,40 m berechnet. Um die Temperatur- und sonstigen Bewegungen des Gewölbes nicht zu behindern, sollen Stahlgelenke zwischen Stahlplatten und besonders harten Steinen im Scheitel und in den Endpunkten des 64 m weiten Bogenmittelstückes eingelegt werden.

[49]) Génie civil 1892, S. 106, mit Abb.

Unter der Annahme von 35 m verfügbarer Pfeilhöhe für den 100 m weiten Bogen wird nun vorgeschlagen, die Widerlagsbögen beim Zusammentreffen mit dem Mittelstücke nach innen und aufsen etwa 0,4 m vorspringen zu lassen und denselben eine solche Form zu geben, dafs keine sogenannte Bruchfuge in ihnen entsteht.

Für die Lehrgerüste wird weitgehendste Festigkeit und Unveränderlichkeit verlangt. Das Einwölben soll derart erfolgen, dafs über den festen Stützen der Gerüste die Fugen erst zuletzt geschlossen werden; das Ausschalen des Gewölbes soll in zwei Perioden geschehen. Für die Wölbsteine wird, um recht dünne Mörtelfugen verwenden zu können, sorgfältigste Bearbeitung in den Fugen beansprucht.

Nach der Anschauung von Leibbrand-Stuttgart wäre dagegen beim Entwurfe und bei der Ausführung grofser, aus Stein oder Beton ohne Eiseneinlagen bestehender Brücken folgendermafsen vorzugehen: Baugrund von gleichmäfsiger Beschaffenheit und einer der zu erwartenden Druckinanspruchnahme vollständig genügenden Tragfähigkeit ist wohl die erste und wichtigste Voraussetzung für die Herstellung einer grofsen Gewölbbrücke; nicht selten kann durch weitgehende Erbreiterung der Fundamentflächen eine solche Verminderung des Flächendruckes herbeigeführt werden, dafs es einer künstlichen Befestigung des Baugrundes nicht bedarf.

Das zur Verwendung kommende Baumaterial ist in grofsen, der praktischen Anwendung möglichst entsprechenden Stücken auf seine Festigkeit und Elasticität zu prüfen. Je bedeutender die Dimensionen des auszuführenden Bauwerkes sind, desto höher kann mit der Inanspruchnahme gegangen werden; bei Beton darf jedoch diejenige specifische Inanspruchnahme nicht überschritten werden, für welche ein Wechsel in der Belastung noch bleibende Zusammendrückungen erzeugt. Zugspannungen sind bei massiven Brücken zu vermeiden, die gröfste Druckbeanspruchung für Mauerwerk und Beton darf $^1/_{10}$ bis $^1/_4$ der durch Versuche nachgewiesenen Bruchfestigkeit derselben betragen.

Die Einfügung von gelenkartigen Einlagen in massive Brücken ist empfehlenswert mit Rücksicht auf etwaige Nachgiebigkeit des Baugrundes, zur Verhütung von Rissen beim Ausschalen des Gewölbes, zur Erleichterung von Temperaturbewegungen und zur Erlangung bestimmter und zuverlässiger Grundlagen für die Berechnung der Brücke. Die Einlage von Weichwalzblei in die Kämpfer- und Scheitelfugen zwischen Beton- oder Steinquader ist insolange angängig, als hiebei unter Annahme eines gröfsten Flächendruckes in den Bleiplatten die Breite derselben nicht gröfser als etwa $^1/_4$ der Fugenbreite zu werden braucht.

Wo Bleiplatten als gelenkartige Einlagen nicht mehr ausreichen, sind eiserne Gelenke mit Drehzapfen in das Gewölbe einzulegen, die nach den für eiserne Gelenkbögen bestehenden Grundsätzen zu berechnen sind; die Träger, welche den Druck von den Drehzapfen auf die Steine oder den Beton des Bogens und der Widerlager zu übertragen haben, müssen so konstruiert werden, dafs sie mit Cementmörtel gefüllt und in denselben eingebettet werden können. Die Gelenke selbst sollen gegen den Einflufs von Luft und Wasser möglichst geschützt und zugänglich erhalten werden.

Die Ausführung der Gewölbe hat, wenn es sich nicht um eine ringförmige Gewölbanlage handelt, für Steingewölbe derart zu erfolgen, dafs die sämtlichen Quaderdurchbinder trocken auf Holzleisten versetzt und dafs die Fugen hernach möglichst rasch, gleichzeitig und satt mit feuchtem Cementmörtel gefüllt und ausgestofsen werden; die zu beiden Seiten der Gelenke befindlichen Quader werden erst zuletzt mit Cementmörtel hinterstofsen.

Wenn das Gewölbe aus Mauerwerk oder Backsteinen hergestellt werden mufs, so ist dasselbe in einzelnen Abteilungen, von künstlichen Widerlagern ausgehend und das Lehrgerüst möglichst gleichförmig belastend, so zu mauern, dafs über den Stützpunkten (Pfosten und Streben) des Lehrgerüstes Schlitze offen bleiben; diese werden thunlichst gleichzeitig geschlossen und hernach die Steine zu beiden Seiten der Gelenke festgelegt.

Besteht das Gewölbe aus Beton, so werden auf der Schalung des Lehrgerüstes zwischen den Stirnverschalungen durch radiale Dieleneinlagen Kästen hergestellt, welche etwa die Gewölbdicke zur Länge in der Bogenrichtung haben; diese Kästen werden, von entsprechend vielen Stellen ausgehend, so, dafs die Belastung des Lehrgerüstes eine möglichst gleichförmige bleibt, gefüllt, wobei je die zweite Zelle leer bleibt; das Einbringen des Betons erfolgt schichtenförmig, ca. 15 cm hoch unter kräftigem Einstampfen desselben. Ist so die Hälfte aller Kästen gefüllt, so werden in gleicher Weise die erstmals leer gebliebenen Fache mit Beton gefüllt, nachdem die Schalbretter in den Fugen beseitigt und die letzteren mit dünnem Cementmörtel gleichzeitig mit dem Einbringen des Betons angeworfen worden sind. Auch hiebei erfolgt die Festlegung der Gelenke, der Quader oder Betonkörper zur Seite derselben erst zuletzt.

Erhält das Gewölbe solche Abmessungen, dafs die Lehrgerüste in einer Weise beansprucht würden, die entweder mit Rücksicht auf die Baugrundverhältnisse unzulässig erscheint, oder bei welcher der Aufwand für die Lehrgerüste unverhältnismäfsig hoch würde, so mufs das Gewölbe in einzelnen Ringen ausgeführt werden; die bisher übliche Methode, bei welcher in der Regel der zweite Ring auf den zuvor ausgeschalten ersten Ring aufgesetzt, geschlossen und hernach der dritte Ring begonnen und geschlossen wird, hat den grofsen Nachteil, dafs Ungewifsheit darüber besteht, ob die einzelnen Ringe zusammen als ein gleichartiger elastischer Körper wirken; auch wenn die einzelnen Ringe unter sich verzahnt werden, wird diese Unbestimmtheit nicht behoben; es ist im Gegenteil zu erwarten, dafs der erste Bogen weit höheren Beanspruchungen als die folgenden ausgesetzt ist. Diese Unbestimmtheit liefse sich dadurch beseitigen, dafs die Ringe zunächst räumlich getrennt würden; es liefse sich dies bei Brücken mit und ohne Gelenke etwa in folgender Weise bewerkstelligen: Der erste Ring wird auf dem Lehrgerüst in der oben dargestellten Art eingewölbt und nach vollständigem Erhärten ausgeschalt. Nun wird auf dem ersten Ring eine Schichte feucht zu haltenden Sandes etwa 15 cm hoch aufgebracht und nach der unteren Leibung des zweiten Ringes zwischen Stirnbrettern abgeglichen und festgeschlagen; auf dieser Sandschicht wird der zweite Ring aufgesetzt, unter möglichst gleichförmigem Fortschritte der Arbeiten über die ganze Länge des ersten Ringes; ist auch der zweite Ring geschlossen — in gleicher Weise, wie dies beim ersten Ringe geschehen ist — und ist er genügend erhärtet, so wird der Sand, von den Kämpfern aus beginnend, mittels eines starken Wasserstrahles ausgespült, bis der zweite Ring frei ist. Ein dritter und jeder weitere Ring kann ebenso hergestellt werden; erhält die Brücke eine grofse Breite, so könnte sie in einzelnen nebeneinander liegenden Teilen ausgeführt werden, was zwar, wie das ganze Verfahren selbst, mit einer Verlängerung der Bauzeit, aber zugleich mit Ersparnissen an den Herstellungskosten der Lehrgerüste verbunden sein würde. Jeder der frei übereinander liegenden Ringe ist derart zu dimensionieren, dafs er nicht nur $^1/_2$, $^1/_3$ u. s. w. des gesamten Eigengewichtes der Brücke und der zufälligen Last in ihrer ungünstigsten Verteilung, sondern auch das Eigengewicht von 2 Ringen, gleichförmig verteilt, zu tragen vermag; der oberste Ring dagegen hat nur sein Eigengewicht und den auf ihn fallenden Anteil des darauf ruhenden Brückengewichtes und der zu-

fälligen Last zu tragen, er ist sonach weniger beansprucht als die unterhalb liegenden Ringe. Hieraus und aus der gröfsten zulässigen Materialbeanspruchung kann Form und Abmessung jedes Ringes bestimmt werden.

Sind sämtliche Ringe fertig, so wird der Zwischenraum zwischen denselben zuerst von der Sandeinlage befreit und hierauf senkrecht unter den über dem obersten Ringe aufsetzenden Pfeilern der in der Regel bei grofsen Brücken vorhandenen Entlastungsgewölbe mit festgestofsenem Beton satt gefüllt, sodafs die einzelnen Ringe die über sie kommenden Lasten gleichmäfsig aufnehmen. Erst jetzt kann mit dem Aufmauern des weiteren Aufbaues der Brücke begonnen werden. Es ist wohl selbstverständlich, dafs die zwischen den einzelnen Ringen in den Gewölbstirnen verbleibenden Hohlräume auch geschlossen werden können.

Auch die Temperaturbewegungen werden bei den einzelnen Ringen senkrecht parallel laufende gleiche Gröfsen annehmen, wenn Form und Gröfse derselben genau gleich sind, was ausgeführt werden kann.

Bei sehr flach gesprengten grofsen Brücken werden sich für die Lehrgerüste meist Ständerkonstruktionen aus Holz mit Ersatz des unteren Tramens durch Walzeisen als das Vorteilhafteste erweisen, wenn die Ständer sicher fundiert werden können; hiebei werden jedoch die Widerlager erst dann geprefst, wenn die erste Gewölbausschalung vollzogen worden ist; bei langen Widerlagern und nicht sehr festem Baugrund kann dies die Folge haben, dafs sich die Widerlager infolge ihrer und des Baugrundes Kompression horizontal seitlich bewegen, was bei Brücken ohne Gelenke zum mindesten die Rechnungsgrundlagen in nachteiliger Weise beeinflussen, unter Umständen dem Gewölbe selbst gefährlich werden kann. Würde das Gewölbe auf einem Sprengwerk oder einem Zweigelenkbogen, deren Fufspunkte an die Gewölbwiderlager zu verlegen wären, aufgebracht, so entstände schon hierdurch eine sehr beträchtliche Pressung im Widerlager durch das Eigengewicht des Lehrbogens und des Gewölbes, und späteren Verschiebungen der Widerlager wäre hiermit teilweise begegnet. Es ist selbstverständlich, dafs derartige Konstruktionen nur in Eisen ausgeführt werden können, sie werden, wie vergleichende Berechnungen gezeigt haben, dann noch wirtschaftlich sein, wenn die Ausführung des Gewölbes nicht auf die ganze Breite auf einmal, sondern mittels seitlichen Verschiebens der eisernen Lehrgerüste in einzelnen Abschnitten nebeneinander erfolgt. Der erheblichen Ausdehnung der eisernen Lehrgerüste bei steigender Temperatur in den etwa von der Sonne beschienenen Teilen kann durch entsprechendes Verhängen mit Tüchern u. dergl. begegnet werden.

Das Ausschalen der Brücken sollte erst erfolgen, wenn der verwendete Cementmörtel oder Beton die erforderliche Festigkeit erlangt hat; Brücken aus Stein werden im allgemeinen früher ausgeschalt werden können als Betonbrücken, bei welchen die grofsen Mörtelmassen erfahrungsgemäfs längere Zeit zum Erhärten brauchen als dünne Mörtelfugen. Früher als 4 Wochen nach Gewölbschlufs sollten auch Steinbrückenbögen nicht freigelegt werden, bei Betonbögen empfiehlt es sich, mit Probekörpern, welche zur Zeit des Wölbens aus dem zum Gewölbe verwendeten Beton angefertigt worden sind, Festigkeitsversuche anzustellen und hiernach über die Zeit des Ausschalens Entscheidung zu treffen; bei Betonbrücken, die in heifser Jahreszeit hergestellt werden, erfolgt das Erhärten weit rascher, als bei den in nasser, kalter Jahreszeit gebauten.

Der Aufbau der Brücken über dem Gewölbe geschieht bei flachen Bögen von mäfsiger Weite und gutem Baugrund am besten mit voller Mauerung oder Betonierung zwischen den vollen Stirnmauern, die Druckübertragung von der Brückenoberfläche auf

das Brückengewölbe wird hierbei am vorteilhaftesten. Bei ebensolchen Bögen jedoch, bei welchen der Fundamentdruck und der Seitenschub möglichst vermindert werden sollen, ist die Anlage von Spargewölben parallel zu den Stirnmauern oder von zellenförmigen Hohlräumen zwischen den Gewölbstirnen angezeigt, bei beiden Anordnungen wird die Druckübertragung auf das Gewölbe auf gröfsere Flächen ausgeglichen. Bei hohen grofsen Bögen dagegen wirken volle Stirnmauern unvorteilhaft und die Entlastung erfolgt mittels Gewölben, welche senkrecht zu den Gewölbstirnen gelegt werden und die auf durchlaufenden Mauer- oder auf Einzelpfeilern aufruhen.

Bei Gewölben mit und ohne Gelenkeinlagen mufs zur Verhütung von Rissen über dem Scheitel und besonders über den Kämpfern durch Anlage offener, bis zur Fahrbahn reichender Schlitze dafür Vorsorge getroffen werden, dafs die Temperaturbewegungen des Gewölbes ohne Zwang erfolgen können; durch entsprechend anzuordnende Vorsprünge können die Temperaturschlitze leicht verdeckt werden. Den Stirnen grofser Brückenbögen ist ein angemessener Anlauf zu geben. Die Überschüttungshöhe der Gewölbe ist für Eisenbahnbrücken zur Verhütung von Stofswirkungen reichlich zu wählen.

Die Abwässerung der Brückengewölbe hat sorgfältig auf Cementmörtel-Verputz und Asphaltfilz mit oder ohne Bleieinlagen, Tektolith oder ähnlichen Materialien zu erfolgen; die Abführung des Sickerwassers durch die Pfeiler zum niedersten Flufs- oder Grundwasserspiegel ist der Abwässerung durch Ausgufsröhren vorzuziehen.

Die Berechnung der Brückenbögen hat nach der Theorie der elastischen Bogenträger zu erfolgen; die Form des Gewölbes ist der Drucklinie für gröfste, gleichförmig verteilte Belastung anzupassen und die Gewölbdicken sind so zu bemessen, dafs Zugspannungen vermieden werden und dafs die gröfsten Inanspruchnahmen bei ungünstigster Belastung in allen Querschnitten annähernd gleich grofs, entsprechend der zulässigen Inanspruchnahme des verwendeten Materials werden; für Gelenkbrücken wird hierbei die Gewölbdicke zwischen Scheitel und Kämpfern am gröfsten. Die Berücksichtigung der Einzellasten ist hierbei nicht erforderlich, wenn die zufällige Belastung für die Flächeneinheit der Brücke genügend grofs gewählt wird.

Die zweckmäfsigste Lage der Kämpfergelenke mufs insbesondere bei hohen Gewölben durch Versuche so bestimmt werden, dafs die Kosten des Gewölbes samt denjenigen der Widerlager am kleinsten werden.

IX. Litteratur.

1. Theoretische Untersuchungen.

Theorie der parabolischen und elliptischen Bögen, von H. Haase. Allg. Bauz. 1883, 1884, 1885, in einer Reihe von Aufsätzen.

Das Entwerfen und die Berechnung der Brückengewölbe, von Tolkmitt. Zeitschr. f. Bauw. 1885, S. 265.

Die Untersuchungen werden zeichnerisch und rechnerisch in sehr einfacher Weise geführt.

Der elastische Bogen, von Prof. W. Ritter. 1886.

Die Berechnungen der elastischen Formänderungen erfolgen für Bögen mit und ohne Gelenke mit Hilfe der graphischen Statik.

Der Brückenbau, herausgegeben von Dr. Th. Schäffer und Ed. Sonne, 1886. 1. Abteilung vom II. Bande des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften.

Mittel gegen das Setzen der Gewölbe, von G. Roth. Deutsche Bauz. 1888, S. 392.

In Mexiko treibt man Buchenholzkeile, etwa 4 cm stark, 12 cm breit, 15 cm hoch in die Fugen ein, wenn die Steine versetzt werden. Ist dies geschehen, so wird mit sehr dünnem Mörtel ausgegossen.

Der elastische Bogen unter dem Einflufs von Kräften beliebiger Richtung, von Ingenieur Gust. Mantel. Schweiz. Bauz. 1888, S. 98.

Über die Verwendung von 3 Gelenken in Steingewölben, von Köpke. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1888, S. 374.

Praktische Konstruktion von Drucklinien in Kreuz- und Sterngewölben, von Hacker. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 160.

Spannungen in Kreuz- und Sterngewölben, von Hacker. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 469.

Probe mit einem nach Moniers Bauweise hergestellten Brückengewölbe. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, S. 404.

Die Stärke der Zwischenpfeiler gewölbter Brücken. Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 464, mit Abb.

Dyrfsen will die ungünstigsten, gleichzeitig möglichen Annahmen der Berechnung zu Grunde legen; es wird angenommen, das mit Verkehrslast besetzte Gewölbe sei vollständig erhärtet, habe also eine mittlere Stützlinie, während das nur mit dem Eigengewicht wirkende Nachbargewölbe noch prefsbare Mörtelfugen habe, also die Minimalstützlinie zeige.

Einfache Formel für durch Brückenpfeiler verursachten Aufstau, von Prof. Dr. R. Mehmke. Civilingenieur 1889, S. 623.

Die räumliche Mitteldrucklinie, und über Druckverteilung in Gewölbfugen, von Ingenieur Dr. Seipp. Civilingenieur 1890, S. 565.

Zur Berechnung des Bogens mit 2 Gelenken, von Müller-Breslau. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 254.

Ziegelsteingewölbe aus verzahnten Ringen, von Bräuler. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 263.

Versuche mit Gewölben aus verschiedenen Baustoffen, von J. Melan. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 449.

Kündigt die demnächstige Vornahme einer Reihe von Versuchen an Brückengewölben und Gewölben von Hochbaukonstruktionen an.

Zur rechnungsmäfsigen Ermittelung der Biegungsspannungen in Beton- und Monier-Konstruktionen, von Melan. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1890, S. 223.

Der flache Korbbogen in statischer und ästhetischer Hinsicht, von Dyrfsen. Deutsche Bauz. 1891, S. 467, 479.

Winke für die Untersuchung von statisch unbestimmten Tonnengewölben auf ihre Standsicherheit, von Hofmann. Deutsche Bauz. 1891, S. 549.

Theorie der gewölbten Bögen, mit besonderer Rücksicht auf den versteifenden Einflufs der Übermauerung und Überschüttung. Zeitschr. f. Bauw. 1892, S. 73, mit Abb.

Der Gleichgewichtszustand eines Bogens, welcher nur Druck in der Achsenrichtung hat, wird untersucht; hierauf werden die Stützlinienbögen mit überall gleichbleibendem Horizontalschub und die Bögen mit durchweg gleicher Inanspruchnahme behandelt.

Die Druckverteilung im Bogenquerschnitt, der Einflufs von Einzellasten, von schiefen Lasten auf übermauerte und überschüttete Bögen, die Scher- und Zugfestigkeit des Mauerwerkes werden besprochen.

Die Theorie der gewölbten Bögen, mit besonderer Rücksicht auf den versteifenden Einflufs der Untermauerung und Überschüttung, von H. Gnuske. Zeitschr. f. Bauw. 1892, S. 73.

Zur Theorie des Baugrundes, von Engesser. Centralbl. der Bauverw. 1893, S. 306.

Einiges über Standfestigkeit der Gewölbe, von Hacker. Deutsche Bauz. 1894, S. 510.

Über die Berechnung der Brückenauflager, von Weyrauch. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1894, S. 131.

Die statische Berechnung der Kuppelgewölbe, von Autenrieth. Berlin 1894.

Über die Berechnung grofser gewölbter Brücken, von S. Kulka. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1894, S. 365.

Die Konstruktionen in Stein, von G. Wanderley. Fulda 1895.

Bericht des „Gewölb-Ausschusses" des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins. Wien 1895.

Elasticitätstheorie der nach der Stützlinie geformten Tonnengewölbe, von H. Müller-Breslau. Zeitschr. f. Bauw. 1886, S. 273.

Leitfaden für das Entwerfen und die Berechnung gewölbter Brücken, von Tolkmitt. Berlin 1895.

Die Stabilität der gemauerten Bögen, von M. Tourtay. Ann. des ponts et chaussées 1886 I, S. 857.

Bespricht die Theorien über Berechnung der Gewölbe von Durand-Claye und Laterrade.

Die Widerstandsfähigkeit der gemauerten Bögen, von M. A. Crepin. Ann. des ponts et chaussées 1887 I, S. 689.

Der Verfasser behandelt die Bestimmung der Druckkurve, welche in einem Gewölbe sowohl infolge der permanenten als der darüber rollenden Lasten entstehen. Er geht dabei von der Annahme aus, dafs die Druckkurve in einem Gewölbe sich derart gestalten müsse, dafs die gröfsten relativen Pressungen in den meist beanspruchten Fugen gleiche Gröfse erhalten, und dafs die molekulare Inanspruchnahme des Materiales hierbei ein Minimum werden müfste.

Bestimmung der wirklichen Pressungen in flachen, nach der Kettenlinie geformten Gewölben, von M. Tourtay. Ann. des ponts et chaussées 1888 I, S. 565.

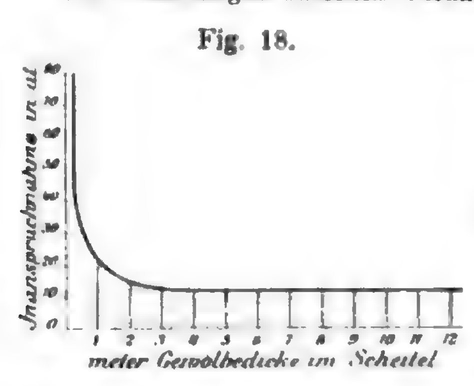
Es werden Untersuchungen insbesondere darüber angestellt, wie sich die Druckkurve nach dem Ausschalen des Gewölbes teils infolge des Wechsels der Belastungen, teils der Temperaturschwankungen gestaltet; besonderen Schwierigkeiten begegnet die befriedigende Lösung der Untersuchung hierbei wegen der Unsicherheit hinsichtlich des Verhaltens der Widerlager und Fundamente beim Ausschalen.

Über die Verteilung der Spannungen in einem Mauerkörper, von Oberingenieur Pelletreau. Ann. des ponts et chaussées 1889 I, S. 513.

Veränderlichkeit der Pressung in Gewölben mit Veränderung der Scheiteldicke, von **M. Tourtay.** Ann. des ponts et chaussées 1889 I, S. 710, mit Abb.

Die Beziehungen zwischen Veränderung der Scheiteldicke und der Pressung daselbst werden für Gewölbe in Ketten- und Kreisform untersucht und hierfür allgemein giltige, keineswegs einfache Formeln aufgestellt; für eine 40 m weite, nach der Kettenlinie gebaute Brücke mit 1/8 Pfeilhöhe wird die Beziehung auch graphisch dargestellt; bei den üblichen Belastungs- und Eigengewichtsverhältnissen tritt hiebei die kleinste Inanspruchnahme in der Scheitelfuge mit 13 at bei Scheitelstärken von 5 bis 6 m ein, von da ab nimmt die Scheitelpressung bei zunehmender Fugenstärke langsam, aber stets zu.

Fig. 18.



Über die Bestimmung der Krümmungs-Mittelpunkte eines Korbbogens, von **H. Dubois** und **F. Gossot.** Ann. des ponts et chaussées 1890 II, S. 145.

Berechnung parabolischer flacher Bogenkonstruktionen, von **M. Ed. Collignon.** Ann. des ponts et chaussées 1890 I, S. 385.

Inanspruchnahme und Biegung der parabolischen Stichbögen werden allgemein berechnet für flachere Bogenformen, als solche mit 1/4 Pfeilhöhe; die Anwendung auf Dimensionierung wird nur für eiserne Brücken gemacht.

Vorentwurf zu einer steinernen Gewölb-Bogenbrücke von 100 m Spannweite. Génie civil 1892, S. 106, mit Abb.

Die Möglichkeit der Ausführung eines derartigen Bauwesens, das 1,40 m Scheitelstärke erhalten müfste, wird nachgewiesen.

Berechnung der parabolischen Bögen von grofser Spannweite, von **M. Belliard.** Ann. des ponts et chaussées 1893 II, S. 759.

Es werden die Reaktionen in den Kämpfern für verschiedene Belastungsarten untersucht.

Versuche über die zulässige Belastung der Walzen für Brückenauflager, von **Deslandres.** Ann. des ponts et chaussées 1893 I, S. 1160.

Der Verfasser hat durch Versuche ermittelt, welchen Druck verschiedene Walzen zu ertragen vermögen, bevor die Formänderung aufhört, im Verhältnis zur Belastung zu stehen. Bei einer Gufseisenwalze zwischen Gufsplatten blieb die Proportionalität bei 44 at der Fläche $2\,r\,l$ (r = Halbmesser, l = Länge der Walze) bestehen; die Walze veränderte hierbei nur $\frac{1}{30\,000}$ ihres Halbmessers; es wird angeraten, nur 22 at anzuwenden.

Hierzu Weyrauch: Über die Berechnung der Brückenauflager. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1894, S. 131 u. 571.

Vergleichende Studie über den Widerstand von Bögen nach der Parabel- oder Kettenlinie bei gleicher Spannweite und Pfeilhöhe, sowie gleicher ruhenden und beweglicher Belastung, von **J. M. Belliard.** Ann. des ponts et chaussées 1895 II, S. 415.

Der Verfasser kommt zu dem Schlusse, dafs der parabolische Bogen hinsichtlich der Widerstandsfähigkeit allen anderen Formen überlegen ist, und dafs man nicht anstehen sollte, ihn überall da anzuwenden, wo die Pfeilhöhe des Bogens mehr als 1/4 der Spannweite beträgt; der parabolische Bogen verändert seine Form am wenigsten, es ist sonach der widerstandsfähigste und der am meisten ökonomische.

Die auf Gelenken ruhenden und die eingespannten Bögen, von **M. Souleyre.** Ann. des ponts et chaussées 1895 I, S. 618, mit Abb.

Der Verfasser untersucht rechnerisch den ökonomischen Wert des vollständigen oder teilweisen Einspannens der Bögen an den Kämpfern für Ketten- und Parabelform; er kommt für flache Bögen von nicht mehr als 1/8 Pfeilhöhe zu dem Schlusse, dafs das Einspannen hinsichtlich der Inanspruchnahme der Bögen durch Temperaturschwankungen ungünstig wirke, dafs dagegen beträchtliche Materialersparnis in Bezug auf die Wirkung von Einzellasten erzielt werde; die theoretisch beste Lösung ergebe sich für halb eingespannte Bögen.

Berechnung eines Bogens mit 3 Gelenken auf Einzellasten. Journal of the Franklin institute 1892, S. 292 u. 1893, S. 45.

Formänderung der gedrückten Gewölbe, von Ch. Maurel. Nouv. annales de la constr. 1894, S. 105.

Annähernde Berechnung der durch Senkung des Fundamentes, Zusammendrückung des Baumaterials entstehenden Biegungen symmetrisch belasteter Gewölbe.

Zeichnerische Standsicherheits-Untersuchung statisch unbestimmter, symmetrischer Tonnengewölbe mit symmetrischer Überfüllung und gleichmäfsig verteilter Verkehrslast. Deutsche Bauz. 1895, S. 557.

Erprobung von Gewölben in Österreich, Besprechung derselben. Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 477.

Zum Bau gewölbter Brücken, von Kreuter. Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 347.

Es wird Bruchsteinmauerwerk für Gewölbbau empfohlen.

Anwendung von Bruchstein-Cement-Bauweise bei Eisenbahnbrücken, von Janensch. Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 397.

Die einschlägigen Bauten von Liebold & Co. in Holzminden an der Bahn Ilsenburg-Harzburg werden als sehr wirtschaftlich geschildert.

Sollen wir vorzugsweise steinerne oder eiserne Brücken bauen? von Dr. Fritzsche. Civilingenieur 1895, S. 223.

Die Steinbrücken sind den eisernen überall da vorzuziehen, wo sie nicht zu unbequem oder zu teuer werden.

Über steinerne Brücken, von R. Moser. Schweiz. Bauz. 1895, S. 146.

Die Berechtigung der Annahme höherer Festigkeitszahlen für grofse Steinbrücken wird nachgewiesen.

2. Brückenbaumaterialien.

Der Einflufs der Fugen auf die Bruchfestigkeit des Mauerwerkes, von M. Tourtay. Ann. des ponts et chaussées 1885 II, S. 582.

Zulässige Belastung von Blei gegenüber Druckbeanspruchungen, von C. v. Bach. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1885, S. 629, mit Abb.

Bruchfestigkeit teilweise belasteter Steine, von M. Flamant. Ann. des ponts et chaussées 1887 II, S. 230, mit Abb.

Auf Grund von Versuchen wird dargestellt, in welcher Weise sich Würfel, Prismen und Cylinder von Stein und Cement verhalten, welche nur auf einen Teil ihrer Oberfläche einem centralen Druck ausgesetzt sind.

Druckfestigkeit von Mauerwerkskörpern, von Rheinhardt. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 535.

Mitteilungen aus dem mechanisch-technischen Laboratorium der Technischen Hochschule zu München, von Bauschinger. Heft 18 u. 19, 1889.

In Heft 18 werden zahlreiche natürliche und künstliche Steine auf Elasticität, Festigkeit und Abnutzbarkeit untersucht; der Einflufs von Beilagen (Blei) auf die Druckfestigkeit wird festgestellt.

In Heft 19 wird die Frostbeständigkeit einer grofsen Zahl von Bausteinen untersucht.

Die natürlichen Gesteine, von Krüger. Wien 1889.

Wirkliche Tragfähigkeit eingerammter Pfähle. Engineering News 1893 I, S. 171.

Nach den Ergebnissen bei ausgeführten Bauwerken unter Berücksichtigung der verschiedenen Bodenarten.

Das Mauern bei Frostwetter. Deutsche Bauz. 1893, S. 108.

Versuche über die Elasticität von Beton, von C. v. Bach. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1895, S. 489, mit Abb.

Die Versuche sind mit cylindrischen Körpern von 250 mm Durchmesser, 1000 mm Höhe und 750 mm Mefslänge angestellt worden, mit 2 Cementsorten und 6 verschiedenen Mischungsverhältnissen.

Über die Grenze der Bruchbelastung auf Zug bei Cementen, von Durand-Claye. Ann. des ponts et chaussées 1895 I, S. 604.

3. Steinbrückenbauten.

Fortschritt im Bau von steinernen Brückengewölben, von Mehrtens. Centralbl. d. Bauverw. 1885, No. 48 u. f.

Mauritius-Brücke in Breslau. Centralbl. der Bauverw. 1885, S. 243.

Der Bau der Brücke Saint-Jean über den Adour zu Saussure (Landes), von M. Trepied. Ann. des ponts et chaussées 1885 II, S. 645.

7 elliptische Steinbögen von 24 m Weite und 7,50 m Höhe, die Gewölbanfänge liegen 1,26 m über N. W.; die Brückenbreite zwischen den Geländern beträgt 6 m.

Steinerne Strafsenbrücke über den Main in Würzburg (Luitpold-Brücke). Schweiz. Bauz. 1886, S. 138.

Korbbogenbrücke mit 7 Öffnungen.

Das Wölben steinerner Brückenbögen. Schweiz. Bauz. 1886 II, S. 144.

Das bei den württembergischen Brücken über die Nagold bei Teinach, die Enz bei Höfen und Wildbad eingehaltene Verfahren wird dargestellt.

Bau der Brücken von Castelet, Lavaur et Antoinette, von M. Séjourné. Ann. des ponts et chaussées 1886 II, S. 409, mit Abb.

Hervorragende und eine neue Methode für das Wölben grofser Steinbrücken zeigende Bauwerke.

Die drei grofsen Steinbrücken von Castelet, Antoinette und Lavaur, von Séjourné. Nouv. annales de la constr. 1887, S. 65, mit Abb.

Themse-Brücke zu Putney (London). Engineering 1886, S. 85.

Strafsenbrücke von 14,3 m Breite in 5 Stichbögen von 34,1 bis 43,9 m Spannweite. Jeder Pfeiler steht auf 3 mit Luftdruck versenkten Kästen. Für die grofsen Spannweiten sind Lehrgerüste aus schmiedeisernen Bögen von Blechträgern mit I-förmigem Querschnitt verwendet worden; dieselben wurden bis auf 9,1 m, die für die Schiffahrt frei bleiben mufsten, durch Holzgerüste gestützt; die Lehrbögen stemmten sich gegen die Pfeiler. Die aus Granit bestehenden Gewölbe wurden derart hergestellt, dafs die Wölbsteine auf je zwei 5 mm breite Bleistreifen, die in 15 cm Abstand von der Fuge winkelrecht zur Leibung gestellt wurden, versetzt worden sind; erst nach Schlufs des Gewölbes sind die Fugen mit Cementmörtel gefüllt worden.

Über die Kunst des Wölbens, von Rheinhardt. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 325, 339 u. 349.

Gewölbte Brücken von mehr als 40 m Spannweite giebt es nach Professor E. Dietrich (Engineer 1888, S. 275 und Engineering 1887, S. 482) 57 und zwar 33 Strafsen-, 22 Eisenbahn- und 2 Kanalbrücken. Von diesen befinden sich 27 in Frankreich, 13 in Italien, 10 in England, je 2 in Österreich und Spanien, je 1 in Deutschland, der Schweiz und den Vereinigten Staaten von Nordamerika.

Die amerikanische Brücke hat die gröfste Spannweite, es ist die Cabin-John-Brücke bei Washington, 1852 bis 1859 von General Mecys mit 67,06 m Spannweite und 17,43 m Höhe erbaut. Nur 3 andere Brücken haben über 60 m, 10 zwischen 60 und 50 m, 43 zwischen 50 und 40 m Spannweite. 14 dieser Brücken wurden vor 1800, 22 von 1800 bis 1860, 5 von 1860 bis 1870, 6 von 1870 bis 1880 und die übrigen von 1880 bis jetzt erbaut. Bei 22 dieser Brücken ist der Pfeil zwischen $^1/_2$ und $^1/_3$, bei 18 zwischen $^1/_3$ und $^1/_4$, bei 10 zwischen $^1/_4$ und $^1/_5$, bei 6 zwischen $^1/_5$ und $^1/_8$ der Spannweite. Nur eine in Italien stehende Brücke hat noch ein flacheres Pfeilverhältnis von nur 1/8,18.

Strafsenbrücke über die weifse Elster in Zeitz. Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 507.

Sie überschreitet den Flufs in 8 Öffnungen, die 3 Stromöffnungen haben je 15 m Weite bei 4,4 m Pfeilhöhe, und Korbbogenform mit sogenannten Kuhhörnern.

Die Gründung der Strompfeiler erfolgte auf hölzernen Senkkästen, 3,7 m unter Niederwasser, die mit Beton gefüllt wurden. Gewölbe und Stirnen sind in Quadern ausgeführt; die Scheitelstärke beträgt 0,6 m. Die Gewölbabdeckung erfolgte mit einer Lage Asphalt-Jute, auf welche eine Ziegelflachschicht in Cementmörtel und eine Cementgufsdecke aufgebracht wurde.

Steinbrücken mit gelenkartigen Einlagen, von K. v. Leibbrand. Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 235, mit Abb.

Eingehende Darstellung der Ausführung von Steinbrücken mit Bleieinlagen in der Kämpfer- und der Scheitelfuge.

Gewölbte Brücken der Nebenbahn Trier-Hermeskeil. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 135, mit Abb.

Die Gewölbe sind in rohen Steinen in verlängertem Trafs- und Cementmörtel (1 Kalk : $^1/_2$ Trafs : 2 Sand und 1 Cement : 4 Kalk : 10 Sand) ausgeführt worden, mit Beanspruchungen bis zu 13 at. Bei 4,2 m Gewölbbreite sind nur 2 Lehrbögen verwendet worden; die Lehrgerüste waren nur in ihrem oberen Teile beweglich auf Sandtöpfe gestützt, unten dagegen fest.

Die neue Lange Brücke in Potsdam, von C. Müller. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 107, mit Abb.

Strafsenbrücke Saint-Pierre. Ann. des travaux publics 1889, S. 2245, mit Abb.

Nach einem elliptischen Bogen von 40 m Spannweite, 12 m Pfeil mit 4,26 m Breite gewölbt; Scheitelstärke 1,2 m. Über den Widerlagern sind je 4 durch Halbkreisgewölbe geschlossene Hohlräume von je 4 m Lichtweite angebracht.

Vier Lehrbögen, je 1,32 m voneinander entfernt, nach dem einfachen Strebensystem, ruhen auf Sandtöpfen.

Steinbrücke St. Jean über den Adour bei Laubusse. Deutsche Bauz. 1889, S. 270.

Strafsenbrücke mit 7 elliptischen Bögen von 24 m Weite, 7,5 m Höhe und 6,4 m Breite. Mittelpfeilerstärke 3,30 m in Kämpferhöhe; die Gründung erfolgte auf Pfählen mit aufliegendem Beton von 2 bis 3 m Dicke.

Die Herkules-Brücke in Berlin, von R. Borrmann. Zeitschr. f Bauw. 1890, S. 2, mit Abb.

Darstellung der 1788/89 gebauten Brücke, insbesondere ihres bildnerischen und architektonischen Schmuckes.

Die Strafsenbrücke über die Norder-Elbe bei Hamburg, von Gleim und Engels. Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 219.

Ziegelgewölbe aus verzahnten Ringen, von Bräuler. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 263.

Die Verzahnung der Ringe wird näherungsweise berechnet.

Gewölbte Brücken in Köpenik, von G. Tolkmitt. Zeitschr. f. Bauw. 1891, S. 355, mit Abb.

Baugeschichtliches über die Moltke-Brücke über die Spree in Berlin, von Pinkenburg. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 346.

Statistisches aus dem Brückenbau, Zusammenstellung ausgeführter, gewölbter Strafsenbrücken im Regierungsbezirk Wiesbaden, von Voiges. Deutsche Bauz. 1891, S. 75, 93 u. 99.

Steinbrücken mit gelenkartigen Bleieinlagen. Ann. des ponts et chaussées 1891 I, S. 899, mit Abb.

Behandelt die in Württemberg 1885/86 von K. v. Leibbrand ausgeführten Gewölbbrücken mit gelenkartigen Einlagen; der durch diese Anordnung angebahnte Fortschritt wird zwar anerkannt, die Priorität des Gedankens will jedoch Brosselin zuerkannt werden, der in einer nicht gedruckten und weiteren Kreisen nicht bekannt gewordenen Arbeit vorgeschlagen habe, die schmalen Fugenstreifen im Scheitel und in den Kämpfern mit Portland-Cement herzustellen.

Die Brücke Boucicaut zu Verjux (Saone et Loire), von N. de Tedesco. Génie civil 1891, S. 5, mit Abb. — Ann. des ponts et chaussées 1892 II, S. 445.

Brücken mit Blei-Gelenkeinlagen, von Allan Cunningham. Engineering 1892 I, S. 557.

Ein Auszug aus der Rivière'schen Abhandlung über die K. v. Leibbrand'schen Gelenkbrücken 1891.

Gewölbte Wernekinck-Brücke über den Fadnaes in Norwegen. Baugewerkszeitung 1892, S. 414, mit Abb. — Allg. Bauz. 1893, S. 31, mit Abb.

Die Brücke hat 15,5 m Spannweite bei nur 2,5 m Fahrbahnbreite und ist ganz aus Bruchsteinen gewölbt.

Neue Oder-Brücke in Frankfurt a. d. O. Baugewerkszeitung 1892, S. 817.

Die Gesamtlänge beträgt 257,6 m, die Breite 13 m; die 8 Öffnungen sind 27,6 bis 30 m weit und werden mit Flachbögen von $^1/_8$ Pfeil überspannt. Der mittelste Pfeiler ist als Gruppenpfeiler gebaut. Die Baukosten betragen 1470000 M.

Abdeckung von Brückengewölben. Deutsche Bauz. 1892, S. 619.

Gewölbte Brücke in Köpenik. Zeitschr. f. Bauw. 1892, S. 355, mit Abb.

Zum Ersatz der hölzernen Strafsenbrücken, Lange Brücke über die Dahme und Dammbrücke über die Spree, erbaut; jede Brücke hat 3 Öffnungen von je 18 m Spannweite; das Pfeilverhältnis der aus Klinkern in Cementmörtel hergestellten Bögen ist 1 : 5,3; die Gewölbstärke beträgt 0,64 m, die Kämpferstärke 0,90 m. Es kamen eiserne Lehrgerüste zur Verwendung. Die Lange Brücke wurde in voller Stärke, die Damm-Brücke dagegen in zwei gleich starken, regelmäfsig verbundenen Ringen gemauert; die Gewölbe wurden mit Aussparungen, an den Kämpfern auf der inneren, im Scheitel auf der äufseren Leibung gemauert. Die Gründung erfolgte auf bis 16 m langen Pfählen mit Betonschüttung. Mit Berechnung der Gewölbe.

Die Albany-Strafsenbrücke über den Raritan-Flufs und -Kanal bei der Stadt New-Brunswick, N.-Y., Amerika, mit Abb. Engineering News 1892, S. 373.

Die Brücke ist 246 m lang und besteht aus einer Reihe von Backstein-Gewölbbögen von 23 m Spannweite bei 0,75 m Scheitel- und 1,03 m Kämpferstärke. Das Pfeilverhältnis beträgt 1/5.

Gewölbe der steinernen Bogenbrücke über den Wheeling-Bach in Wheeling, Amerika. Railroad Gazette 1892, S. 196.

Zweitgröfste steinerne Bogenbrücke in Amerika von 48 m Weite und 14,5 m Breite; die Brücke hat sich bei ihrer im März 1892 vorgenommenen Ausrüstung um 5 cm im Scheitel gesenkt.

Wiederherstellung des Gewölbes der Kanalbrücke über den Teysonne-Flufs. Génie civil 1892, S. 376.

Löwen-Brücke zu Sofia (Bulgarien). Schweiz. Bauz. 1892, S. 171. — Ann. des travaux publics I, S. 37, mit Abb.

Zwei je 10 m weite Öffnungen bei 20 m Brückenbreite.

Eine kurze Geschichte des Brückenbauwesens, von C. R. Manners. Engineering 1892 I.

Römische Aquadukte S. 96, Steinbrücken S. 157 u. 309.

Brücken der Wengernalp-Bahn. Schweiz. Bauz. 1893, S. 57, mit Abb.

Sämtliche 22 Brücken und Viadukte von 4 bis 16 m Lichtweite sind in Bruchsteinmauerwerk hergestellt worden.

Mitteilungen über die grofsen gewölbten Brücken der K. K. Staatsbahn Stanislau-Woronienka, von Hufs. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1893, S. 545, mit Abb.

Saone-Brücke bei Charrey. Ann. des ponts et chaussées 1893 II, S. 737.

Fünf je 30 m im Lichten weite Steingewölbe überführen eine 5,8 m breite Landstrafse. Pfeilverhältnis 1/8, Gewölbstärke im Scheitel 1,20 m, in den Kämpfern 1,50 m.

Nordstrafsenbrücke in Baltimore. Engineering News 1893, S. 7, mit Abb.

Drei je 39 m weite Backsteingewölbe übersetzen die Jones-Fälle. Die Brücke ist 30 m breit und macht mit der Flufsrichtung einen Winkel von nur 35°. Die flachen Korbbogengewölbe bestehen daher aus 1,2 m breiten, unter sich durch Eisen verankerten Streifen. Die beiden Mittelpfeiler sind 4,8 m dick. Die Baukosten haben 1,3 Millionen Mark betragen.

Cresheim-Brücke im Fairmound-Park zu Philadelphia. Engineering News 1893, S. 170, mit Abb.

Ein 35 m weit gespannter Quaderbogen von 6,4 m Pfeilhöhe und 3 m Breite führt einen städtischen Kanal über eine Schlucht.

Die gröfsten Gewölbbrücken sind zur Zeit in Amerika die Cabin-John-Brücke in Washington mit 67,1 m Spannweite und 17,2 m Pfeilhöhe, Wheeling-Brücke in West-Virginia 48 m Spannweite und 8,5 m Pfeilhöhe, Elyria-Brücke in Ohio 45 m Spannweite und 8,1 m Pfeilhöhe, Cresheim-Brücke in Philadelphia 35 m Spannweite und 6,4 m Pfeilhöhe.

Umbau der Raben-Brücke zu Strafsburg. Deutsche Bauz. 1894, S. 213.

Die alte gufseiserne Bogenbrücke hatte 27 m Spannweite; sie wurde durch eine tiefer liegende Bogenbrücke aus Sandsteinquadern mit 23 m Spannweite und 16 m Breite ersetzt, ohne dafs der Strafsenverkehr unterbrochen wurde.

Die Main-Brücke für die Lokalbahn von Kitzingen nach Gerolzhofen, von August Hofmann. Deutsche Bauz. 1894, S. 308, 320 u. f.

Umbau der Langen (Kurfürsten-)Brücke in Berlin, von Eiselen. Deutsche Bauz. 1894, S. 617, 625, 632.

Die Lange Brücke (Kurfürsten-Brücke) in Berlin, von R. Borrmann. Zeitschr. f. Bauw. 1894, S. 328, mit Abb. Enthält die Geschichte des Bauwerkes. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1895, S. 70.

Die Bauvollendung der grofsen gewölbten Brücken der K. K. Staatsbahn Stanislau-Woronienka, von Ludwig Hufs. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1894, S. 533, mit Abb. — Deutsche Bauz. 1895, S. 57. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1895, S. 415.

Steinbrücken von grofser Weite, von Albert Butin. Génie civil 1895, S. 5, mit Abb.

Behandelt die grofsen Brücken der K. K. Staatsbahn Stanislau-Woronienka in Siebenbürgen.

Stein- und Betonbrücken mit gelenkartigen Einlagen, von Reihling. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1896, S. 49.

Über steinerne Brücken, Vortrag von R. Moser, Oberingenieur. Schweiz. Bauz. 1895 I, S. 146.

Bespricht eine Reihe von Eisenbahn- und Wegebrücken an schweizerischen Bahnen mit Angabe von Einheitspreisen für ausgeführte Viadukte und Brücken der Schweiz. Die Leistungen anderer Länder werden kurz erwähnt.

Neubau der Unterführung der Tempelhofer Strafse unter der Berliner Ringbahn, von E. Dickmann. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1895, S. 35, mit Abb.

Umbau der Engels-Brücke in Rom. Schweiz. Bauz. 1895, S. 13.

Steinbrücke unter der New-York-, Newhaven- und Hartford-Road, bei Pelhamville, N.-Y. Engineering News 1895 I, S. 34.

Korbbogenbrücke mit 12,2 m lichter Weite und 3,05 m Pfeilhöhe; Scheiteldicke 0,81 m, Widerlagerstärke 2,9 m, Überschüttungshöhe 3,35 m.

Brückenbauten der Stadt Berlin. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1896, S. 218, 269, 270, 324, 329, 376. — Deutsche Bauz. 1895, S. 419, 439, 631.

Bau der Oberbaum-Brücke in Berlin, von K. Bernhardt. Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 527.

Neue Strafsenbrücke über die Oder in Frankfurt a. d. O. Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 543.

8 Backsteinbögen von 27 bis 31 m Spannweite und 2,7 bis 3,7 m Pfeilhöhe; Scheiteldicke 0,8 m, Kämpferstärke 1,29 m.

Ludwigs-Brücke in Würzburg, von Heinlein. Süddeutsche Bauz. 1895, S. 401, mit Abb.

5 Korbbögen von 36 m Spannweite, 1,25 m Scheitelstärke. Das aus Kalksteinmauerwerk hergestellte Gewölbe wurde an 7 Stellen gleichzeitig geschlossen.

Neubau der Strafsenbrücke über die Saale in Kösen. Centralbl. der Bauverw. 1895, S. 410, mit Abb.

Neue Brücke bei Rutherglen. Engineer 1895 II, S. 182, mit Abb.

3 Bogenöffnungen aus Granit von 27,4, 30,5 und 27,4 m Spannweite.

Thames-Brücken. Engineering 1895 I u. II, S. 7 u. folg., mit Abb.

In einer Reihe von Artikeln mit Zeichnungen werden die sämtlichen über die Themse führenden Brücken, meist nur historisch und ohne weiteres Eintreten in technische Einzelheiten, behandelt; an Steinbrücken in I.: London bridge S. 82, Waterloo bridge S. 246, Putney road bridge S. 626, Kew bridge S. 764, Alte Westminster bridge S. 306; in II.: Bridge near Caversham S. 768, Cherstey road bridge S. 272, Henley bridge S. 638, Kingston bridge S 116, Maidenhead bridge S. 512, Richmond bridge S. 48, Somring bridge S. 702.

4. Viadukte und Aquadukte.

Brücken, Aquadukte und Tunnel am Cavour-Kanal in Oberitalien. Allg. Bauz. 1886, S. 60, mit Abb.

Eingleisiger gemauerter Viadukt für die Bahn von Scarborough nach Whitby über den Flufs Esk. Nouv. annales de la constr. 1886, S. 5, mit Abb.

279 m lang und bis zu 36,6 m hoch. 4 Flufsöffnungen mit schrägen Gewölben, 9 Landöffnungen mit geraden, teilweise im Bogen liegenden Gewölben von 16 bis 20 m Spannweite.

Viadukt von Crueize an der Eisenbahn von Marvéjols nach Neussargues, von Ch. Talansier. Génie civil 1891, S. 145, mit Abb.

Der Nadrac-Viadukt im grofsen Bewässerungskanal von Britisch-Indien. Engineering 1891 II, S. 465.

Er besitzt 15 überwölbte Öffnungen von je 18 m Spannweite und ist zwischen den Stirnen 45 m breit. Die Gründung erfolgte mittels kreisrunder Brunnen, 15,5 m unter die Flufssohle.

Twyford-Viadukt der Didcot-Southampton-Eisenbahn. Engineer 1891, S. 518.

Der 372 m lange eingleisige Eisenbahn-Viadukt überbrückt in etwa 8 m Höhe das Thal des Itchen-Flusses; er besteht aus 33 Öffnungen von je 9,20 m und einer Stromöffnung von 15,3 m Lichtweite. Die Pfeiler sind auf Betonschüttung gegründet und in Beton mit Backsteinverblendung aufgeführt. Der Beton besteht aus 1 Teil Portland-Cement, 1 Teil Sand und 5 Teilen gewaschenem Kies. Der Grundbeton wurde erst mit 2 in Cementmörtel versetzten Backsteinschichten abgeglichen, hierauf die erste Backsteinschicht der Pfeilerverblendung als Binderschicht verlegt und darauf 4 Läuferschichten aufgesetzt. Nach Verflufs eines Tages war der Mörtel des Verkleidungsmauerwerkes so weit erhärtet, dafs der Beton dahinter eingebracht und sorgfältig abgeglichen werden konnte. In Abständen von 90 cm wurden je zwei durchgehende Backsteinschichten eingelegt. Die Gewölbe der Brücke wurden in Backsteinen hergestellt.

Steinbrücken der Wasserleitung aus den Quellen von La Vigne und Verneuil nach Paris. Nouv. annales de la constr. 1892, S. 89 u. 1893, S. 69, mit Abb.

Viadukt „du Gour-Noir" im Zuge der Eisenbahn von Limoges nach Brive. Ann. des ponts et chaussées 1892 I, S. 545, mit Abb.

Steinerne Brücke und Viadukt der Eisenbahn von Fontenay nach Cholet und Breuil-Barret. Ann. des travaux publics 1892, S. 159, mit Abb.

Das erstere Bauwerk überbrückt mit einem einzigen, 24 m weiten Bogen die Vendée, der 127 m lange Viadukt mit fünf 17 m weiten Öffnungen das Thal der Mère; die gröfste Höhe beträgt 35,5 m.

Steinerner Viadukt von Loup im Zuge der Eisenbahn von Nice nach Puget (Süd-Frankreich). Scientific American 1892 II, S. 67, mit Abb.

11 Öffnungen von je 19 m Weite, 51 m hoch.

Aquadukte und Kanäle der Entwässerung von Sidney. Scientific American 1892 II, S. 39.

Viadukt von Gien im Thal der Loire, an der Linie Bourges-Gien, von M. Rossignol. Ann. des ponts et chaussées 1893 II, S. 650, mit Abb.

Ein Eisenbahnviadukt, von welchem 1471 m Länge mittels gemauerter Halbkreisbögen von 16 m Weite hergestellt wurden, hat besonders schwierige Gründungsarbeiten notwendig gemacht; auf Pfähle, die mit der Dampframme eingetrieben wurden, kam unter Wasser gegossener Beton; es sind hierzu bei 6 m Wassertiefe in den Baugruben eiserne Röhren von nur 15 bis 20 cm Weite verwendet worden.

Steinerne Viadukte der Drahtseilbahn Lauterbrunnen-Mürren (Schweiz). Engineering 1893 I, S. 433, mit Abb.

Steinerne und eiserne Viadukte und Brücken der Midland-Eisenbahn. Engineer 1893 I, S. 52.

Eiserne und steinerne Brücken der London-, Chatham- und Dover-Eisenbahn. Engineer 1893 I, S. 140.

Vingeanne-Viadukt der französischen Ostbahn. Engineering News 1893 II, S. 457, mit Abb.

Gesamtlänge 2,88 km, 18 m über die Thalsohle führend; 7 elliptische Gewölbe von je 38 m Lichtweite.

Viaduc de Saint Satur, von Gérard Lavergne. Génie civil 1894, S. 337, mit Abb.

Viadukt von Mussy (Saone et Loire), von Ant. Brancher. Génie civil 1894, S. 241, mit Abb.

Aquadukte der Glasgow-Wasserwerke. Engineering 1894 I, S. 635, mit Abb.

3 Aquaduktbrücken von 11 bis 25 m Weite, die flach gesprengten Brücken sind in Beton mit teilweiser Steinverkleidung ausgeführt worden; der Betonkörper der 2,7 m weiten Beton-Wasserleitung wurde vollständig isoliert aufgelegt.

Steinerne Brücken und Viadukte der Eisenbahnlinie von Argenteuil nach Mantes. Revue générale des chemins de fer 1894 I, S. 171. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1894, S. 48, mit Abb.

Viadukte der West-Hochland-Eisenbahn in Schottland. Engineering 1894 II, S. 155 u. f.

Brücken- und Viaduktbauten bei der Erweiterung der Lancashire-Yorkshire-Eisenbahn zu Salford. Engineer 1894 II, S. 327.

Meist Backsteinbauten bis zu 31 m Spannweite.

Viadukte der Usui-Pafs-Bahn in Japan. Engineering 1894 II, S. 508, mit Abb.

18 Viadukte bis zu 32 m hoch, Gerüste aus Bambusrohr.

5. Betonbrücken ohne Eiseneinlagen.

Über das Einbringen von Beton unter Wasser, von M. Heude. Ann. des ponts et chaussées 1885 I, S. 776.

Das Versenken des Betons zwischen und auf Pfahlreihen geschah bei einer grofsen Eisenbahnbrücke über die Loire zwischen Spundwänden in 40/40 cm weiten Holztrichtern, die an einem fahrbaren Hebezeug aufgehängt waren, das sich auf einem über der Baugrube laufenden Fahrschlitten bewegte; eine am unteren Ende des Trichters angebrachte Kette erleichterte das Verschieben des Trichters, das stets mit einem kleinen Heben desselben um 30 bis 40 cm verbunden war. Bei der ersten Füllung des Trichters wurde derselbe am unteren Ende mit einem an Seilen hängenden Brett geschlossen, das weggezogen wurde, sobald der gefüllte Trichter auf den Boden abgesenkt war; hierdurch soll das Auswaschen des Betons verhütet worden sein. Es wurden im Tage bis 60 cbm vergossen.

Brücken aus Stampfbeton. Deutsche Bauz. 1886, S. 183.

Über Betonbauten, von E. Dyckerhoff. Deutsche Bauz. 1888, S. 242 und 1892, S. 496 u. 513.

Betonbrücke mit Gelenken. Schweiz. Bauz. 1888, S. 12.

Die von dem Bauinspektor Koch erbaute, 29 m weite, 4 m Pfeilhöhe besitzende Betonbrücke über die Westrach bei Erbach (Württemberg), welche gelenkartige Einlagen gefalteten Asphaltfilzes erhalten hat, wird beschrieben.

Entwurf einer Betonbrücke über die Seine zwischen Ivry und Charenton, von Coignet, Nouv. annales de la constr. 1890, S. 81, mit Abb.

Eine Strafsenbrücke mit 3 Öffnungen von 53,50 m Weite, 5,60 m Pfeilhöhe und 12 m Breite mit sichtbaren Entlastungsbögen von 1,95 m Weite in Halbkreisform.

Betonbrücke in Erlisbach bei Aarau (Schweiz). Schweiz. Bauz. 1893, S. 7.

7,2 m weit bei 3 m Pfeilhöhe, 1840 in Roman-Cement gebaut, ist wohl die älteste Betonbrücke der Schweiz.

Betonbrücke über die Donau bei Rechtenstein (Württemberg), von Braun. Zeitschr. f. Bauw. 1893, S. 439, mit Abb.

Über die Anwendung von Beton für Eisenbahnbauten. Engineering 1893 I, S. 859, mit Abb.

Herstellung bis zu 28 m hoher Viaduktpfeiler mit Eisenoberbau bei der Eisenbahn von Tharsis nach Calannas in Spanien; dabei war insbesondere die Raschheit der Ausführung von grofsem Wert.

Auch an der Eisenbahn Lanorkshire nach Arysbire in Schottland hat diese Bauart ausgedehnte Verwendung gefunden; dabei wurde der Beton in Maschinen, die täglich 25 bis 40 cbm Leistungsfähigkeit besafsen, gemischt.

Der aus 5 Halbkreisbögen von 9 m Weite bestehende Dochart-Viadukt an der Killin-Eisenbahn in Schottland wurde in Stampfbeton ausgeführt.

Eisenbahnbrücke aus Beton in Jamaika. Engineering News 1893 II, S. 79, mit Abb.

Vier 15 m weite Halbkreisgewölbe aus Beton.

Brückenpfeiler aus Beton. Engineering News 1893 II, S. 296.

Die 1881 erbaute Brücke der Süd-Pacific-Bahn über den Medina-Flufs besteht aus zwei je 45 m und drei je 23 m weiten, eisenüberdeckten Öffnungen; die Pfeiler sind sämtlich aus Beton im Mischungsverhältnis $1^1/_2$ Cement : $2^1/_2$ Sand : 4 Steinschlag hergestellt und haben sich selbst bei den heftigsten Hochwasserfluten vorzüglich bewährt.

Betonbrücke über die Donau bei Munderkingen (Württemberg), von K. v. Leibbrand. Zeitschr. f. Bauw. 1894, S. 541, mit Abb. — Zeitschr. deutscher Ing. 1884, S. 908. — Schweiz. Bauz. 1894 I, S. 22. — Génie civil 1894/95, S. 104, mit Abb. — Deutsche Bauz. 1894, S. 15 u. 493. — Nouv. annales de la constr. 1895, S. 25, mit Abb.

Rasche Ausführung eines Betongewölbes. Génie civil 1895, S. 323.

Zu Dalnuir (Schottland) an der North-British-Railway mufste eine auf einem Damm liegende Eisenbahnlinie für die Herstellung einer direkteren Bahnverbindung zwischen Glasgow, Helensburg und Balloch unterfahren werden; der hierzu erforderliche Erdaushub von 11 m Länge, 5 m Breite und Höhe mit 600 cbm, das Aufbringen von 190 cbm Beton auf dem nach der Gewölbform abgehobenen Erdkörper für die Betondurchfahrt und die Wiedereröffnung der unterfahrenen Bahnlinie erforderten nicht mehr als 18 Stunden.

Brücke de la Coulouvrenière über die Rhône zu Genève, von Berthier. Génie civil 1896, S. 129, mit Abb.

Fortschritte auf dem Gebiet des Stampfbeton-Brückenbaues, von Herwelly. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenbau 1895, S. 482.

6. Betonbrücken mit Eiseneinlagen.

Über die Verwendung des Monier-Gewölbes zu Strafsenbrücken. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 15. — Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, S. 404.

Eisenbahnbrücke nach Monier's System in Matzleinsdorf (Niederösterreich). Schweiz. Bauz. 1890 I, S. 40 u. II, S. 134.

Bericht über die Probeabnahme.

Schiefe Strafsenbrücke nach System Monier bei Wildegg. Schweiz. Bauz. 1891 I, S. 66.

Die Brücke ist unter 45° schräg, hat 37,22 m Spannweite und nur 3,50 m Pfeilhöhe; bei 500 kg/qm Tragfähigkeit beträgt die Scheitelstärke nur 20 cm.

Monier-Bauweise bei Brückenbauten. Génie civil 1891, S. 120.

Monier-Brücke in Nymphenburg. Baugewerkszeitung 1893, S. 51.

Sie überspannt mit einem 17 m weiten Bogen den Kanal; die Fahrbahn ist mit geteerten Holzwürfeln gepflastert, die beiderseitigen Fufswege haben Asphaltbelag.

Einige in Deutschland ausgeführte Brückenbauten aus Beton und Eisen (Bauart Monier). Ann. des travaux publics 1893, S. 175.

Neuere Monier'sche Gewölbbauten. Engineering News 1893 I, S. 148.

Melan-Gewölbe. Belastungsprobe eines 2 m weiten, 8 cm starken Betongewölbes. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1892, S. 442.

Gewölbe aus Beton in Verbindung mit eisernen Bögen, von Melan. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1893, S. 166, mit Skizze.

Beton-Eisenbrücke über die Nyitra in Neuhäusel (Ungarn) nach dem System Wünsch. Deutsche Bauz. 1893, S. 167. — Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1893, S. 305, mit Abb.

Umbau der Überführung der Strafse Alt-Moabit in Berlin in Monier Bauweise. Centralbl. d. Bauverw. 1893, S. 444.

Die Monier-Gewölbe wurden zwischen eiserne Träger eingelegt und die letzteren durch leichte Monier-Umhüllung gegen die Lokomotivgase geschützt.

Monier-Strafsenbrücke bei Walsburg a. S. und ihre Belastungsprobe, von W. Paul. Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 32, mit Abb.

3 Öffnungen von 29, 18 und 12 m Spannweite mit 1/8,3, 1/7,2 und 1/5,3 Pfeilverhältnis bei 30, 20 und 15 cm Scheitelstärke. Die Bögen haben nur ein Eisengeflecht in der äufseren Leibung und ein auf $^1/_8$ der inneren Leibung gegen die äufsere verlaufendes Eisengerüst erhalten. Die Cementmörtel-Mischung war 1 : 3, die Kosten betrugen 115 M. für das qm überbauter Brückenfläche.

Melan'sche Betonbrücken in Nord-Amerika, von Emperger. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1895, S. 525, mit Abb. — Ann. f. Gew. u. Bauw. 1895, S. 228, mit Abb.

Die Brücke über den Houstanic-River bei Stockbridge (Mass.) ist die bedeutendste, sie hat 30,5 m Sehne und 3,05 m Pfeilhöhe und enthält 11 gebogene eiserne I-Träger von 17,8 m Höhe in der Betonumhüllung; Scheitelstärke 23 cm, Kämpferstärke 76 cm.

7. Unterhaltung der Steinbrücken. Umbauten und Zerstörungen derselben.

Gewölbte Eisenbahnbrücke über das Elbbach-Thal bei Willmenrod (Provinz Hessen-Nassau) an der Eisenbahn Hadamar-Westerburg. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 250, mit Abb.

Die Brücke, welche 5 Halbkreisbögen von 6 bis 12 m Spannweite hat, wurde auf Lehm und knetbaren Thon gegründet und hat bei der Ausrüstung so bedeutende Sprünge und seitliche Ausweichungen gezeigt, dafs in den Bruchfugen Gewölbsteine herausfielen; die Brücke wurde daher schleunigst wieder eingerüstet und mit Sohlengewölben verstärkt, auch sind die Gewölbe mit Cement ausgebessert worden.

Pont-Neuf zu Paris, Wiederherstellungs- und Sicherungsarbeiten an derselben. Ann. des ponts et chaussées 1891 I, S. 885, mit Abb.

Ein Teil des Mittelpfeilers und die angrenzenden Gewölbteile der Brücke stürzten am 15. Dezember 1885 ein. Die Brücke war beim Bau im Jahre 1578 nur auf eine Art Schwellrost gegründet worden, unter dem sich teilweise feiner, sehr beweglicher Sand befand; die Schwellrostoberkante lag infolge allmählicher Sohlenvertiefung um nahezu 2 m, zuletzt 0,5 m über der Flufssohle. Die Arbeiten erstreckten sich auf Wiederherstellung der zerstörten Brückenbauteile und Schutz des übrigen. Man beseitigte zunächst die Reste des eingestürzten Pfeilers mit Zuhilfenahme von Senkkästen, welche mittels Prefsluft auf die nötige Tiefe abgelassen wurden; der abgebrochene Pfeilerteil und das Gewölbe ist hierauf in der üblichen Weise wieder aufgeführt worden. Die Fuge zwischen den alten und den neuen Gewölbteilen war nur 3 cm weit und wurde nach dem Ausrüsten mit Cementmörtel ausgefüllt.

Die Sicherung des stehen gebliebenen Pfeilerteiles gegen Unterwaschung wurde in der Art erreicht, dafs 2 m breite Senkkästen in 2,5 bis 3 m Abstand von den Pfeilerfundamenten abgetrieben und bis auf Flufssohlenhöhe aufgemauert wurden; vor Beginn dieser Arbeit sind die stehen gebliebenen Gewölbteile durch Lehrgerüste gestützt worden.

Bei den übrigen Pfeilern erfolgte der Schutz gegen Unterwaschung durch eingetriebene Pfahlwände, die in Flufssohlenhöhe abgeschnitten wurden; der Raum zwischen den Pfahlwänden und den Pfeilerfüfsen wurde durch Bekleidungsmauern geschützt. Steinwürfe vollendeten den Schutz.

Erbreiterung der Austerlitz-Brücke in Paris. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, S. 342, mit Abb.

Die Breite der Brücke ist von 18 m auf 30,6 m vergröfsert worden durch Verlängerung der Pfeilerbögen flufsauf- und -abwärts. Die neuen Gewölbe wurden mit 3 cm weiter Fuge stumpf an die alten Bögen angeschlossen.

Über Steinbauten unter Eisenbahngleisen, von Köpke. Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 350. — Civilingenieur 1889, 35. Bd. 4. Heft, S. 269 und 1894, S. 393, mit Abb.

Der Unterhalt steinerner Eisenbahnbrücken. Schweiz. Bauz. 1889 II, S. 49.

Einsturz der Karls-Brücke über die Moldau in Prag. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 402, mit Abb. Die Geschichte der Brücke nebst einer Übersicht über berühmte Brücken des Mittelalters. — Deutsche Bauz. 1890, S. 559. Das Gutachten der Sachverständigen über die Wiederherstellung der Brücke.

Ausbesserung der Fundamente der Brücke von Joigny, von M. Rossignol. Ann. des ponts et chaussées 1890 I, S. 472.

Die stark unterwaschenen Fundamente der Brücke wurden bei 3 m Wassertiefe durch Einstofsen von Säcken unterfangen, in welchen sich Cementmörtel befand; die Arbeit wurde von Tauchern vollzogen.

Erbreiterung der von Brunel erbauten Eisenbahnbrücke über die Themse bei Maidenhead. Engineering 1892 I, S. 401, mit Abb.

Einige praktische Beispiele über das Sprengen von Steinbrücken. Engineering 1893 I, S. 31 und II, S. 773.

Das Verfahren beim Niederlegen der Bögen einer elliptischen Backsteinbrücke mit 3 Öffnungen von 9,5 m Weite wird eingehend beschrieben.

Erbreiterung der Grofsen Brücke zu Lausanne, von J. Gaudard. Génie civil 1894, S. 321, mit Abb.

Die in den Jahren 1839 bis 1844 von Adrien Picard erbaute, 175 m lange bis 25 m hohe Strafsenhochbrücke, welche 9,90 m Breite zwischen den Geländern besafs, genügte zwar hinsichtlich der Breite der Fahrbahn mit 6,60 m dem Fuhrverkehr, die nur 1,65 m breiten Gehwege waren jedoch für den Fufsgängerverkehr unzureichend geworden. Ein 1875 eröffneter Wettbewerb zur Beschaffung von Entwürfen für die Erbreiterung der Brücke, bei welchem insbesondere Erhaltung der Einfachheit und Grofsartigkeit der Architektur der Brücke verlangt worden war, verlief ergebnislos. 1891/92 wurde die Erbreiterung der Gehwege auf 3,15 m ausgeführt. Die gufseisernen Geländer und Brüstungspostamente der alten Brücke wurden beseitigt; über jedem Pfeiler des Viaduktes sind auf jeder Brückenstirne 2 aus Eisenfachwerk bestehende, 1,6 m hohe Konsolträger aufgesetzt worden, welche mit ihrem Fufse in Nischen der Stirnmauern eingreifen, deren oberes Zugband etwa 2 m in den Brückenkörper hineingreift und daselbst in einen Betonklotz eingebettet ist. Die Konsolen laden 1,5 m aus und tragen an ihrer Stirne bogenförmig gestaltete Längskörper aus Eisenfachwerk von 7,2 m Stützweite. Der Belag des auskragenden Gehweges besteht aus Zores-Eisen mit Betonfüllung dazwischen und darüber. Die bogenförmigen Längsträger sind derart an die Konsolträger befestigt, dafs die Längenveränderung der ersteren bei Temperaturschwankungen ermöglicht ist. Die Aufwendungen haben 80000 M. betragen.

Einsturz einer Monier-Strafsenbrücke bei Zachau (Stargard). Deutsche Bauz. 1894, S. 646. — Schweiz. Bauz. 1895, S. 28, mit Abb.

Durch Weichen des Pfahlfundamentes soll der Einsturz der 18 m weiten Brücke erfolgt sein, die bei 1,8 m Pfeilhöhe 25 cm Scheitelstärke besafs.

Druck von Rud. Bechtold & Comp., Wiesbaden.

Brucke

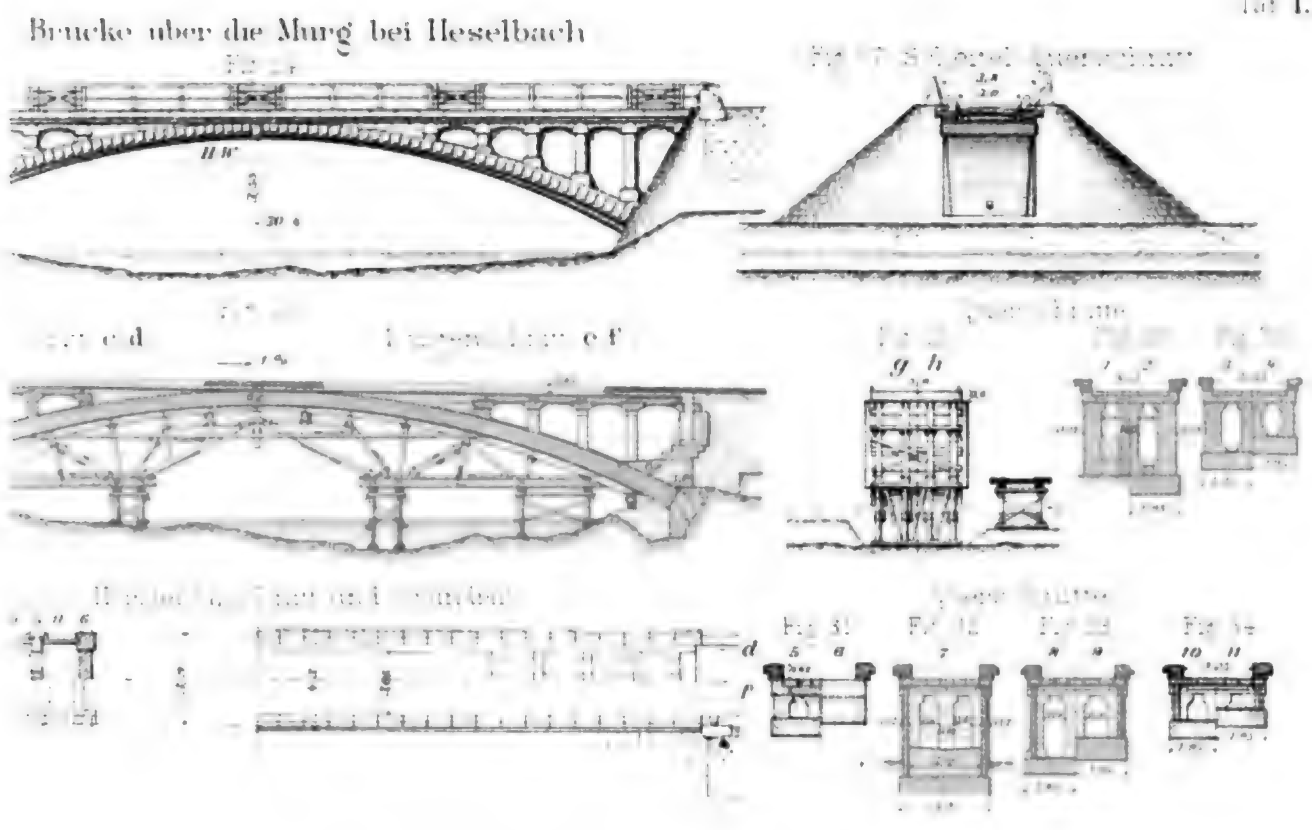


Fig 35-39 Brücke über die Murg bei Huzenbach

Fig 40-42
Brücke über die Eyach




Princeton University Library
32101 051133872

